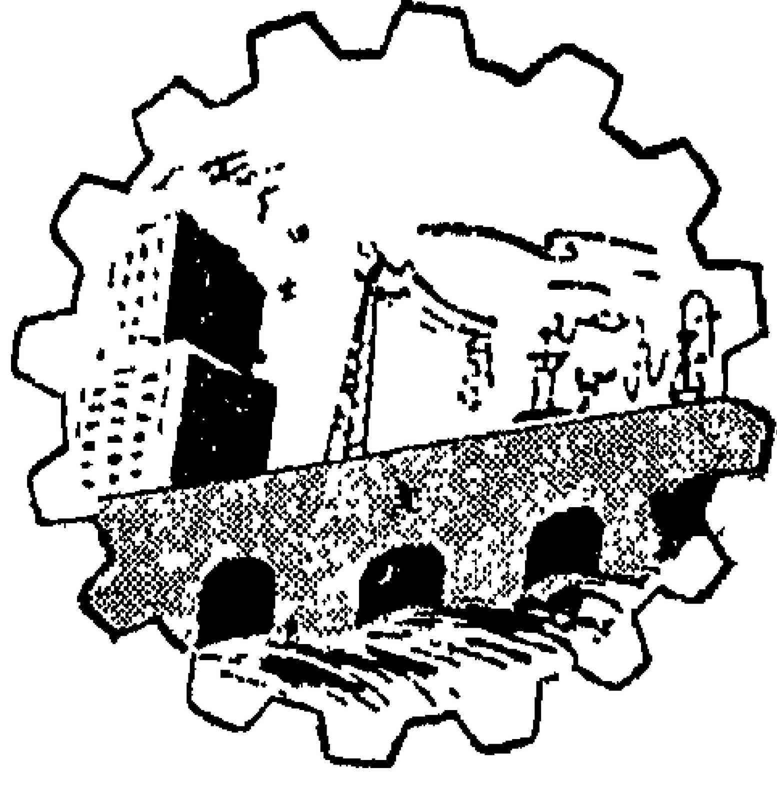
ESEN-CPS-BK-0000001067-ESE

00471258



مجلة

جمعية المهندسين المصرية

العدد الأول | المجلد السابع | يناير ـ فبراير ـ مارس ١٩٦٨

مجلة

جمعية المهندسين المصرية

مجلة علمية هندسية ـ تصدرها كل ثلاثة شهور

جمعية المهندسين المصرية بالقاهرة

السنة السابعة — العدد الأول — يناير ـ فبراير ـ مارس ١٩٦٨

محتويات هذا العدد

القسم العربى

القسم الانجليزى

بيـانات :

مقر المجلة :

جمعية المهندسين المصرية
٢٨ شارع رمسيس بالقاهرة
تليفون ٥٢١٠٦

الاشتراكات :

- جميع أعضاء جمعية المهندسين بالقاهرة مشتركون فى المجلة بحكم عضويتهم

الاشتراك السنوى :

	للمهندس	للهيئات
لغير الأعضاء :	٦٠ ص	٢٠٠ ص

- ترسل البحوث والموضوعات والتعليقات إلى أمانة التحرير بمقر جمعية المهندسين المصرية بالقاهرة
- ترحب المجلة بما يرسل إليها من بحوث وموضوعات هندسية ، أى تعليقات علمية للمناقشة
- المجلة غير مسئولة عن الآراء التى تنشر وتعبر عن رأى كاتبها فقط

القوى الكهربائية المولدة من محطة توليد الكهرباء من السد العالى

للمهندس طاهر أبو وفا

تتوقف القوة المولدة من محطة توليد القوى من السد العالى على عدة عوامل اساسها مقادير المياه المارة من تربينات هذه المحطة والضاغط الواقع عليها .

فأما التصرفات المارة من السد العالى فأساسها بطبيعة الحال الحاجيات المائية وهى تتفاوت من ٨٠ مليون متر مكعب فى شهر يناير الى حوالى ٢٢ مليون متر مكعب فى شهر يولية .

وأما الضاغط على التربينات فيتوقف على منسوب المياه أمام السد العالى وهو يختلف أثناء شهور السنة كما يختلف من عام لعام آخر ويتوقف ذلك على ايراد النهر الطبيعى الواصل الى السد العالى .

هذا الايراد يتوقف على ظروف طبيعية متعددة ومعقدة ليس من اليسر التنبؤ بها لسنوات قادمة .

الا أنه من الضرورى لدراسة مدى حاجيات البلاد من التوسع فى توليد القوى الكهربائية فى المستقبل أن يحدد بطريقة أو بأخرى مدى ما يمكن الاعتماد عليه من القوى المولدة من السد العالى ذلك لامكان النظر فى تدبير العجز عن الحاجيات المتزايدة من القوى الكهربائية بعد ادخال القوى المولدة من السد العالى فى الحساب

والبحث فى هذا الموضوع ينقسم الى مرحلتين: المرحلة الأولى فترة ملء السد العالى من سنة ١٩٦٧ الى أن يتم ملؤه الى المناسيب العليا التصميمية والمرحلة الثانية فيما بعد ذلك .

كذلك فان المسألة تتطلب دراسة أمرين الأول تفاوت القوة المولدة فى السنين المختلفة تبعا لتفاوت حالة ايراد النهر فى كل عام والثانى تفاوت القوى المولدة فى شهور السنة الواحدة عند زيادة وتخفيض التصرفات المارة من المحطة تبعا لاحتياجات الرى .

وبالنسبة للامر الأول فان لدينا ارصاد التصرفات ومقاييس نهر النيل من عام ١٨٦٩ الى الآن .

وبتحليل هذه الارصاد وجد انها تتضمن فترتين الأولى من سنة ١٨٦٩ الى سنة ١٨٩٩ والثانية من سنة ١٩٠٠ الى الآن .

فاما فى الفترة الأولى فقد كانت مناسيب وتصرفات ومتوسطات الايراد عالية حيث بلغ متوسط الايراد فى هذه الفترة ١١٠ مليار متر مكعب فى العام .

وأما فى الفترة الأخرى فبلغ متوسط الايراد من سنة ١٩٠٠ الى سنة ١٩٦٠ حوالى ٨٤ مليار متر مكعب فى العام .

وبمحاولة اجراء موازنات تجريبية على السد العالى على فرض تكرار حدوث سنوات الارصاد جميعها بترتب حدوثها وجد أن متوسطات المناسيب أمام السد العالى كما هو مبين فى جدول (١)

جدول (١) متوسطات المناسيب أمام السد العالى

السنوات	منسوب أمام السد فى نهاية فترة الملء	منسوب أمام السد العالى فى نهاية فترة التفريغ	المتوسط الكلى طول العام لمنسوب أمام السد
	متر مناسيب مساحة	متر مناسيب مساحة	متر مناسيب مساحة
١٨٧٠ — ١٨٨٠	١٧٩ر٧٠	١٧٤ر٨٠	١٧٧ر٢٥
١٨٨٠ — ١٨٩٠	١٧٩ر٧٠	١٧٤ر٨٠	١٧٧ر٢٥
١٨٩٠ — ١٩٠٠	١٧٩ر٥٠	١٧٤ر٥٠	١٧٧ر٠٠
١٩٠٠ — ١٩١٠	١٦٩ر٣٥	١٦٤ر٥٤	١٦٦ر٩٥
١٩١٠ — ١٩٢٠	١٧٠ر٢٢	١٦٤ر٨٥	١٦٧ر٥٣
١٩٢٠ — ١٩٣٠	١٦٦ر٢٤	١٦١ر١٢	١٦٣ر٦٨
١٩٣٠ — ١٩٤٠	١٦٩ر٦٢	١٦٤ر٨٧	١٦٧ر٢٥
١٩٤٠ — ١٩٥٠	١٦٨ر٩٢	١٦٣ر٩٣	١٦٦ر٣٨
١٩٥٠ — ١٩٦٠	١٧٥ر٦٨	١٧١ر١٥	١٧٣ر٣٩
المتوسط ١٨٧٠ — ١٩٠٠	١٧٩ر٦٣	١٧٤ر٧٠	١٧٧ر١٦
« ١٩٠٠ — ١٩٦٠	١٧٠ر٠٠	١٦٥ر١٠	١٦٧ر٥٥

من هذه الموازنات التجريبية يتضح الآتى :

انه فى مثل سنوات الفترة الأولى كانت مناسيب السد العالى لا تقل عن ١٧٤ر٥٠ مترا كما لا يقل متوسطها طول العام عن ١٧٧ مترا ولذلك فان القوى المضمونة من الكهرباء فى حالة ورود هذه السلسلة من السنوات سيكون كبيرا .

اما فى حالة ورود سنين متسلسلة متشابهة للفترة من ١٩٠٠ الى ١٩٦٠ التى كان متوسط الايراد السنوى خلالها ٨٤ مليار متر مكعب فى العام فقد اتضح أن متوسط المناسيب أمام السد العالى تهبط الى ١٦٣ر٦٨ وان المتوسط العام لمثل هذه الفترة يبلغ حوالى ١٦٧ر٥٥ مترا .

ولحساب القوى الكهربائية المضمونة لمحطة كهرباء السد العالى لا يصح الاعتماد على فرض تكرار حدوث سلسلة السنين العالية الايراد بل يجب أن يؤخذ فى الاعتبار سلسلة السنين التالية الأقل ايرادا وهى من ١٩٠٠ الى ١٩٦٠ .

وباعتبار ان مناسيب الخلف تصل فى المتوسط الى ١٠٨ مترا فانه فى هذه الحالة وباعتبار ٦٠٪ معامل الحمل وان الوحدات الاحتياطية اثنتان فان القوى المضمونة من السد العالى تصل الى ١٥٠٠ ميجاوات .

وبتحليل آخر للسنوات من ١٩٠٠ الى ١٩٦٠ وجد ان متوسط المناسيب طول العام فى ٩٥٪ من هذه السنين لا يقل عن ١٦٢ مترا وبذلك فان القوة المضمونة من السد العالى فى ٩٥٪ من سلسلة مشابهة للسنوات ١٩٠٠ الى ١٩٦٠ بفرض تكرار حدوثها بنفس التسلسل تبلغ حوالى ١٤٠٠ ميجاوات .

وقد عملت محاولات تجريبية للموازنات علـى السد العالى فى مرحلة الملء بعد اتمام انشاء السد العالى وذلك على أساس فرضين : أولهما تكرار حدوث سلسلة من السنوات من ١٩٤٧ الى ١٩٦٠ وهى تمثل فترة فعلية عالية والثانى بفرض تكرار حدوث سلسلة من السنوات مماثلة لسنه ١٩٢١ — ١٩٣٤ وهى تمثل فترة فعالية واطية .

وأمكن من هذه الموازنات معرفة أقصى وأدنى مناسيب السد العالى فى الفترة من سنة ١٩٦٧ الى ١٩٨٠ ومنها أمكن حســاب القوة المولدة من السد العالى فى كلتى الحالتين حسب الوضع التالى:

جدول (٢) أقصى وأدنى مناسيب أمام السد العالى من سنة ١٩٦٧ الى سنة ١٩٨٠ :

السـنة	سلسلة السنين العالية ١٩٤٧ — ١٩٦٠		سلسلة السنين الواطية ١٩٢١ — ١٩٣٤	
	دنى منسوب فى آخر يوليو	أعلى منسوب فى آخر ديسمبر	أدنى منسوب فى آخر يوليو	أعلى منسوب فى آخر ديسمبر
١٩٦٧	١٣٨ر٠٠	١٥٥ر١٠	١٣٠ر٥٠	١٤٩ر٤٠
١٩٦٨	١٤٩ر٢٠	١٦١ر٧٠	١٣٧ر٠٠	١٥٥ر٧٠
١٩٦٩	١٥٦ر٠٠	١٦٥ر٢٠	١٤٧ر٥٠	١٦٠ر٢٠
١٩٧٠	١٦٠ر٤٠	١٦٩ر٠٠	١٥٤ر٠٠	١٦٣ر٣٠
١٩٧١	١٦٣ر٠٠	١٦٨ر٢٠	١٥٦ر٨٠	١٦٠ر٧٠
١٩٧٢	١٦٢ر٢٠	١٦٧ر٤٠	١٥٣ر٩٠	١٦٢ر٧٠
١٩٧٣	١٦١ر١٠	١٦٨ر٦٠	١٥٦ر٢٠	١٦١ر٠٠
١٩٧٤	١٦٣ر٠٠	١٧٤ر١٠	١٥٤ر٢٠	١٦٠ر٨٠
١٩٧٥	١٦٩ر٥٠	١٧٥ر٦٠	١٥٥ر٦٠	١٦٧ر١٠
١٩٧٦	١٧١ر٩٠	١٧٨ر٤٠	١٦١ر٧٠	١٦٥ر٠٠
١٩٧٧	١٧٤ر٩٠	١٧٧ر٦٠	١٥٧ر١٠	١٦٣ر٦٠
١٩٧٨	١٧٢ر٦٠	١٧٩ر٣٠	١٥٦ر٨٠	١٦٤ر٧٠
١٩٧٩	١٧٤ر٩٠	١٨١ر٤٠	١٥٩ر٠٠	١٦٥ر١٠
١٩٨٠	١٧٥ر٠٠	١٧٨ر٦٠	١٦٠ر٠٠	١٦٨ر٠٠

وعلى أساس البرنامج التالى لتركيب وتشغيل تربينات محطة السد العالى وهو :

يوليـو سنة ١٩٦٧ ٢ تربينة

ديسمبر سنة ١٩٦٧ ٣ تربينة

ديسمبر سنة ١٩٦٨ ٧ تربينة

ديسمبر سنة ١٩٦٩ ١١ تربينة

ابريـــل سنة ١٩٧٠ ١٢ تربينة

تكون القوة والطاقة الكهربائية المولدة من السد العالى كالمبين بجدول (٣) :

جدول (٣) — القوة والطاقة الكهربائية المتاحة من السد العالى

الشهر	١٩٦٧		١٩٦٨		١٩٦٩		١٩٧٠		١٩٧١		١٩٧٢		١٩٧٣	
	المجموعة العالية	المجموعة المنخفضة	المجموعة العالية	المجموعة المنخفضة	المجموعة العالية	المجموعة المنخفضة	المجموعة العالية	المجموعة المنخفضة	المجموعة العالية	المجموعة المنخفضة	المجموعة العالية	المجموعة المنخفضة	المجموعة العالية	المجموعة المنخفضة
يناير	—	—	٣٧٦	٣٠٨	٤٢٨	٣٧٣	٤٧٠	٤٢٠	٥٠٠	٤٤٥	٤٨٤	٤٤٢	٤٨٨	٤٤٠
فبراير	—	—	٣٨٣	٣٠٦	٦١٤	٥٣٢	٧٢٠	٦٤٠	٧٤٥	٦٧٠	٧١٢	٦٤٨	٧٢٠	٦٥٢
مارس	—	—	٥٠٤	٣٩٥	٥٧٠	٤٨٩	٦٢٨	٥٢٢	٦٨٠	٦٠٥	٦٧٣	٥٩٥	٦٥٨	٦٩٨
ابريل	—	—	٤٩٠	٣٧٣	٥٨٥	٥٠٣	٦٣٠	٦٩٥	٧٠٥	٦٢٠	٦٦٠	٥٩٥	٧٧٥	٧٢٠
مايو	—	—	٤٦٧	١١٧	٧٣٤	٦١٧	٨١٨	٧٢٠	٨٧٥	٧٧٢	٨٥٧	٧٦٧	٨٥٥	٧٨٠
يونيو	—	—	٥٥٢	—	٨٥٥	٦٩٥	٩٦٥	٨٤٠	١٠٤٠	٩١٥	٩٢٨	٨٨٣	١٠٠٠	٩٠٠
يوليو	—	—	٥٢٠	—	٩٦٢	٧٣٥	١٢٣٥	٩٥٠	١١٨٠	١٠٣٨	١١٤٢	١١٢٨	١١٢٠	١٠٠٠
اغسطس	—	—	٥٥٢	—	١٠٠٠	٨٣٠	١٢٩٥	١٠٠٠	١١٩٠	١٠٣٨	١١٥٣	١٠١٧	١٢٠٠	١٠٥٠
سبتمبر	١٨٧	—	٧٨٠	٦٣٢	١٠٧٠	٩٤٤	١٢٠٠	١٠٤٠	١١٨٢	١٠٢٠	١١٨٠	١٠٢٨	١٢٤٠	١٠٨٠
اكتوبر	٢٣٦	١٨٩	٨٥٢	٧٣٤	٩٠٩	٨٥٦	١١٦٠	١٠٢٠	١١٥٠	١٠٠٠	١١٦٧	١٠٢٣	١١٧٠	١٠١٣
نوفمبر	٢٤٩	٢٠٧	٧٢٢	٦٣٦	٨٠٦	٧٢٨	٨٨٨	٨٠٠	٨٧٢	٨٤٥	٨٥٩	٧٥٥	٨٧٥	٧٦٠
ديسمبر	٣٧٥	٣١٢	٩٠١	٥٢٣	٦٥٥	٥٩٢	٦٩٥	٦٢٠	٦٢٨	٥٨٨	٧١٣	٦٢٣	٦٨٠	٥٩٢
الطاقة السنوية مليون ك و س	٦٩٥	٥٢٢	٤٩٧٤	٢٩٣٤	٦٧٤٩	٥٧٦٦	٧٨٢٣	٦٠٢٣	٧٨٥٠	٦٩٨٠	٧٧٠٠	٦٩٦٢	٧٨٧٥	٧٠٠٥

الشهر	١٩٧٤		١٩٧٥		١٩٧٦		١٩٧٧		١٩٧٨		١٩٧٩		١٩٨٠	
	المجموعة العالية	المجموعة المنخفضة	المجموعة العالية	المجموعة المنخفضة	المجموعة العالية	المجموعة المنخفضة	المجموعة العالية	المجموعة المنخفضة	المجموعة العالية	المجموعة المنخفضة	المجموعة العالية	المجموعة المنخفضة	المجموعة العالية	المجموعة المنخفضة
يناير	٤٩٥	٤٢٠	٥٤٥	٤٢٥	٥٥٠	٤٨٠	٥٧٠	٤٦٠	٥٦٢	٤٥٠	٥٧٢	٤٥٢	٥٨٢	٤٦٥
فبراير	٧٩٠	٥٨٠	٨١٨	٦٣٨	٨١٠	٧٢٠	٨٢٠	٦٧٥	٨٢٨	٦٥٢	٨٤٠	٦٧٨	٨٦٦	٦٨
مارس	٦٧٠	٥٦٨	٧٤٠	٥٧٨	٧٢٥	٦٥٥	٧٨٢	٦١٨	٧٦٨	٦٠٥	٧٢٨	٦٢٨	٧٩٨	٦٣٣
ابريل	٦٩٠	٥٧٥	٨٤٢	٥٨٥	٧٦٠	٦٥٥	٧٩٢	٦١٠	٧٧٢	٦٠٥	٧٩٥	٦٣٠	٨٠٠	٦٣٣
مايو	٨٦٥	٧١٠	٩٦٥	٧٣٠	٩٩٢	٨٥٠	١٠٤٠	٨٠٠	١٠١٠	٧٨٠	١٠٤٠	٨١٢	١٠٥٠	٨٢٠
يونيو	١٠٢٠	٨٤٥	١١٧٠	٨٣٥	١١٧٠	٩٩٠	١٢٢٥	٩١٥	١١٨٠	٩١٠	١٢٢٠	٩٥٠	١٢٣٤	٩٥٢
يوليو	١١٩٠	٩٦٠	١٣٤٠	٩٨٥	١٣٨٠	١١٦٠	١٤٤٠	١٠٥٥	١٤٠٠	١٠٤٠	١٤٥٠	١٠٨٠	١٤٦٠	١٩٠٠
اغسطس	١٢٠٠	٩٩٠	١٣٦٠	١٠٦٥	١٤٠	١١٧٠	١٤٥٠	١٠٦٠	١٤٣٠	١٠٦٠	١٤٧٠	١٠٨٠	١٤٧٠	١١٢٨
سبتمبر	١٢٧٠	١٠٣٠	١٣٥٠	١١٢٠	١٣٨٠	١١٦٨	١٤٤٠	١٠٨٠	١٤١٠	١١١٨	١٤٦٨	١٠٩٥	١٤٣٨	١١٧٠
اكتوبر	١٢٦٠	١٠١٠	١٣٣٠	١١٣٠	١٣٦٠	١١٦٠	١٣٩٠	١١٠٠	١٣٧٠	١١١٨	١٤٠٠	١١٢٠	١٣٩٨	١١٩٠
نوفمبر	٩٥٠	٧٥٨	٩٨٩	٨٦٠	١٠٠٠	٨٤٨	١٠١٥	٨٠٨	١٠١٠	٨٢٨	١٠٢٠	٨٣٠	١٠٢٢	٨٣١
ديسمبر	٧٤٥	٥٩٠	٧٤١	٧٣٥	٨٤٢	٦٩٥	٨٢٢	٦٧٩	٨٦٠	٦٨٨	٨٥٦	٦٩٠	٨٥٢	٧٣٦
الطاقة السنوية مليون ك و س	٨١٠٧	٦٦٠٤	٨٩٠٦	٧٠٧٥	٩٠٤٠	٧٧١٠	٩٤٦٦	٧٢٢٢	٩٤٣٠	٧٢٠١	٩٣٩٩	٧٣٤٢	٩٥٠٠	٧٥٧٣

حساب وفروض هيئة الهيدروبروجكت السوفيتية لتحديد القوى المولدة من محطة توليد الكهرباء من السد العالى :

من دراسة وتحليل أرصاد نهر النيل فى فترة الارصاد من سنة ١٨٦٩ الى سنة ١٩٦٠ بمعرفة هيئة الهيدروبروجكت السوفيتية اتضح أن نسبة التكرار فى تصرفات النهر لمتوسط العام فى سلسلة الأرصاد فى الفترة المشار اليها هى كما هو مبين فى جدول (٤) :

(جدول ٤) نسبة التكرار فى تصرفات النهر لمتوسط العام فى سلسلة الارصاد فى الفترة من ١٨٦٩ الى ١٩٦٠

	النسبة المئوية لتكرار التصرف							
	٥٪	٥٠٪	٦٠٪	٧٠٪	٨٠٪	٩٠٪	٩٥٪	٩٩٪
التصرف مليارم٣ فى العام	١٢٢٫٠	٩٠	٨٥٫٥	٨١٫٨٠	٧٦٫٤	٦٩٫٠	٦٤٫٦	٥٥٫٥

ولحساب القوة المولدة من السد العالى حسبت هيئة الهيدروبروجكت المناسيب المنتظرة أمام السد العالى فى ثلاث حالات :

الأولى تمثل متوسطات الايراد .

والثانية تمثل الحالة التى يحدث فيها التصرف ٥٪ من السنوات أى أنه فى ٥ ٪ من جملة الفترة يحتمل أن يكون التصرف فيها ١٢٢٫٠٠ مليار متر مكعب سنويا أو أكثر وابتدىء فى العام الأول من أعوام الملء بتصرف مشابه لتصرف تلك السنة وفى تسلسل السنوات حتى سنة ١٩٨٠ اتبعت نظريات الاحتمال والتكرار بتخفيض هذا التصرف تدريجيا حتى وصل فى عام ١٩٨٠ الى ١٠٠٫٢٨ مليار متر مكعب فى السنة .

والثالثة تمثل الحالة التى يحدث التصرف فيها ٩٥ ٪ من السنوات أى أنه فى ٩٥ ٪ من سنوات هذه الفترة يكون التصرف ٦٤٫٦ مليار متر مكعب فى العام وبنظرية الاحتمالات والتكرار التى اتبعتها هيئة الهيدوبروجكت وصل التصرف فى عام ١٩٨٠ الى ٨٢٫٠٧ مليار متر مكعب فى العام .

ومن هذه المحاولات استطاعت هيئة الهيدروبروجكت السوفيتية تقدير المناسيب المنتظرة أمام السد العالى والقوى والطاقة المولدة فى الاحوال الثلاثة المشار اليها وذلك على فرض تركيب التربينات كما هو مبين فى جدول (٥) :

جدول (٥) — برنامج تشغيل تربينات محطة التوليد من السد العالى :

الشهر	عدد الوحدات الشغالة من تربينات محطة التوليد من السد العالى			
	١٩٦٨	١٩٦٩	١٩٧٠	١٩٧١ وبعدها
يناير — ابريل	٣	٦	٩	١٢
مايو — اغسطس	٣	٦	١٠	١٢
سبتمبر — اكتوبر	٣	٦	١١	١٢
نوفمبر	٤	٧	١١	١٢
ديسمبر	٥	٨	١١	١٢

والجداول ٦ ، ٧ ، ٨ تبين المناسيب المنتظرة أمام السد العالى والقوى والطاقة المحطة حسب هذه الفروض

جدول (٦) — المناسيب المنتظرة للمياه أمام السد العالى :

التاريخ	المناسيب المنتظرة للمياه أمام السد العالى		
	عند ٩٥ ٪ تكرار سنين منخفضة	سنين متوسطة	عند ٥ ٪ تكرار سنين عالية
١٩٦٨/١/١	١٤٨ر٦	١٥٢ر٠	١٥٢ر٠
١٩٦٩/١/١	١٥٣ر٤	١٥٩ر٥	١٦٤ر٥
١٩٧٠/١/١	١٥٦ر٩	١٦٤ر٣	١٧١ر٤
١٩٧١/١/١	١٥٩ر٥	١٦٧ر٨	١٧٦ر٠
١٩٧٢/١/١	١٦١ر٧	١٧٠ر٥	١٧٩ر٤
١٩٧٣/١/١	١٦٣ر٤	١٧٢ر٦	١٨٠ر٠
١٩٧٤/١/١	١٦٤ر٨	١٧٤ر٣	١٨٠ر٠
١٩٧٥/١/١	١٦٥ر٨	١٧٥ر٦	١٨٠ر٠
١٩٧٦/١/١	١٦٦ر٤	١٧٦ر٥	١٨٠ر٠
١٩٧٧/١/١	١٦٧ر٠	١٧٧ر٣	١٨٠ر٠
١٩٧٨/١/١	١٦٧ر٦	١٧٨ر٠	١٨٠ر٠
١٩٧٩/١/١	١٦٨ر٢	١٧٨ر٧	١٨٠ر٠
١٩٨٠/١/١	١٦٨ر٧	١٧٩ر١	١٨٠ر٠

جدول (٧) — المتوسط الشهرى للقوة (ميجاوات) المتاحة من المحطة من ١٩٦٨ الى ١٩٨٠ :

السنوات	المتوسط الشهرى (ميجاوات)					
	فى السنين المتوسطة		٩٥ ٪ تكرار سنين منخفضة		٥ ٪ تكرار سنين عالية	
	حد أدنى	حد أقصى	حد أدنى	حد أقصى	حد أدنى	حد أقصى
١٩٦٨	٢٦٠	٥٦٠	٢٣٠	٤٦٠	٢٨٠	٦٤٠
١٩٦٩	٤٠١	٩٤٠	٣٤٣	٧٥٥	٤٥٠	١٠٥٠
١٩٧٠	٤٤٦	١١٢٨	٣٧٧	٩٤١	٥٠٨	١٣٠٠
١٩٧١	٤٧٧	١٢٠٠	٤٠١	٩٩٥	٥٤٥	١٣٩٠
١٩٧٢	٤٩٨	١٢٥٣	٤٢١	١٠٤٠	٥٧٢	٢٠٧٠
١٩٧٣	٥١٦	١٣٠٠	٤٣٨	١٠٧٨	٥٧٦	٢٠٦٠
١٩٧٤	٥٣٠	١٣٣٥	٤٥٠	١١١٠	٥٧٦	٢٠٤٥
١٩٧٥	٥٤١	١٣٦١	٤٥٩	١١٣٠	٥٧٦	٢٠٣٥
١٠٧٦	٥٤٧	١٣٨١	٤٦٥	١١٤٣	٥٧٦	٢٠٣٠
١٩٧٧	٥٥٥	١٤٠٠	٤٦٩	١١٥٨	٥٧٦	٢٠٢٥
١٩٧٨	٥٦٠	١٤١٥	٤٧٤	١١٧٢	٥٧٦	٢٠٢٠
١٩٧٩	٥٦٥	١٦٧٥	٤٧٨	١١٨٥	٥٧٦	٢٠١٥
١٩٨٠	٥٧٠	١٧٩٥	٤٨٣	١٢١٨	٥٧٦	٢٠١٠

جدول (٨) ـ القوة المولدة من التربينات منذ بدء التشغيل حتى تشغيل آخر تربينة :

الفترة منذ تشغيل التربينات طبقا للبرنامج الموضوع		القوة المولدة منذ بدء تشغيل التربينات حتى تشغيل آخر تربينه بالمليار كيلوات ساعة		
آخر تاريخ التشغيل	طول فترة التشغيل (سنة)	تكرار ٩٥٪ سنين منخفضة	سنين متوسطة	تكرار ٥٪ سنين عالية
١٩٦٨/١٢/٣١	١	٢ر٦	٣ر١	٣ر٤
١٩٦٩/١٢/٣١	٢	٧ر٥	٩ر٢	١٠ر٥
١٩٧٠/١٢/٣١	٣	١٣ر٦	١٦ر٦	١٤ر٠
١٩٧١/١٢/٣١	٤	٢٠ر١	٢٤ر٤	٢٨ر٠
١٩٧٢/١٢/٣١	٥	٢٦ر٩	٣٢ر٦	٣٩ر٤
١٩٧٣/١٢/٣١	٦	٣٤ر٠	٤١ر١	٥١ر٠
١٩٧٤/١٢/٣١	٧	٤١ر٣	٤٩ر٨	٦٢ر٤
١٩٧٥/١٢/٣١	٨	٤٨ر٨	٥٨ر٧	٧٣ر٥
١٩٧٦/١٢/٣١	٩	٥٦ر٣	٦٧ر٧	٨٤ر٤
١٩٧٧/١٢/٣١	١٠	٦٤ر٠	٧٦ر٨	٩٥ر٢
١٩٧٨/١٢/٣١	١١	٧١ر٧	٨٦ر٢	١٠٦ر٠
١٩٧٩/١٢/٣١	١٢	٧٩ر٥	٩٥ر٥	١١٦ر٨
١٩٨٠/١٢/٣١	١٣	٨٧ر٤	١٠٥ر٣	١٢٧ر٥

واستنتجت هيئة الهيدوبروجكت السوفيتية من محاولة أجرتها على سلسلة السنين الماضية حسب ترتيب ورودها أن متوسط الطاقة المولدة فى العام على فرض تكرار حدوث سلسلة من السنوات ١٨٦٩ الى ١٩٦٠ هو ٩ مليار كيلووات ساعة وانه على فرض تكرار حدوث سلسلة من السنوات ١٩٠٠ الى ١٩٦٠ هو ٩ر٧ مليار كيلووات ساعة ووجد من منحنيات الاحتمالات (Duration Curves) أن الطاقة المولدة من السد العالى فى ٩٥٪ من سنوات الارصاد ١٩٠٠ الى ١٩٦٠ لا تقل عن حوالى ٧ مليار كيلووات ساعة فى العام .

وأن الفترات التى تقل فيها الطاقة عن هذا القدر لا تتجاوز حوالى ثلاث سنوات فى مجموع سلسلة السنوات وأنه فى ثلاثين عاما من هذه السلسلة تقل الطاقة عن الطاقة المتوسطة وهى ٩ر٧ مليار كيلووات ساعة .

تذبذب القوى المولدة على مدار العام من محطة توليد كهرباء السد العالى :

تتفاوت حاجيات الرى فى كل شهر من شهور السنة عن الآخر وبالتالى التصرفات المارة من محطة كهرباء السد العالى ففى شهر يناير مثلا يمر من تربينات المحطة ٨٠ مليون متر مكعب من المياه فى اليوم بينما يزداد هذا التصرف فى شهر يوليو وأغسطس الى حوالى ٢٢٥ مليون متر مكعب لذلك فان القوة المولدة من محطة كهرباء السد قد تنخفض خلال شهر يناير الى حوالى ٥٧٠ ميجاوات ثم ترتفع تدريجيا الى أن تبلغ أقصاها خلال شهر أغسطس حيث تصل الى حوالى ١٤٠٠ ميجاوات .

دراسة تشغيل محطة السد العالى وتأثيرها على الخطة الكهربائية

للاستاذ الدكتور محمد عصمت زين الدين

رئيس قسم الهندسة النووية بكلية الهندسة ـ جامعة الاسكندرية

١ ـ بيانات عن السد العالى

يضمن السد العالى تصرفا سنويا ثابتا مقداره ٨٤ مليار متر مكعب سنويا يخص الجمهورية العربية المتحدة منها ٥ر٥٥ مليار متر مكعب ويخص جمهورية السودان ٥ر١٨ مليار متر مكعب والباقى وقدره ١٠ مليار متر مكعب لمواجهة الفاقد نتيجة للبخر والتسرب فى حوض التخزين .

ويمكن تحديد التصرفات الآتيـــة من حوض التخزين :

(أ) تصرف فى الظروف العادية قد يصل الى ٢٢٠ مليون متر مكعب فى اليوم وقد يزيد عن هذا المقدار .

(ب) تصرف كبير قد يصـــل الى ٣٥٠ مليون متر مكعب / اليوم وذلك بفرض تصفية جـــزء من الخزان أمام السد العالى فى حالة بوادر فيضانات عالية .

(جـ) تصرف كبير جدا قدره نحو ٦٠٥ مليون متر مكعب / اليـوم وذلك فى حالة توفر ظروف طارئة تحتم تصفية جزء كبير من الخزان .

محطة القوى الكهربية :

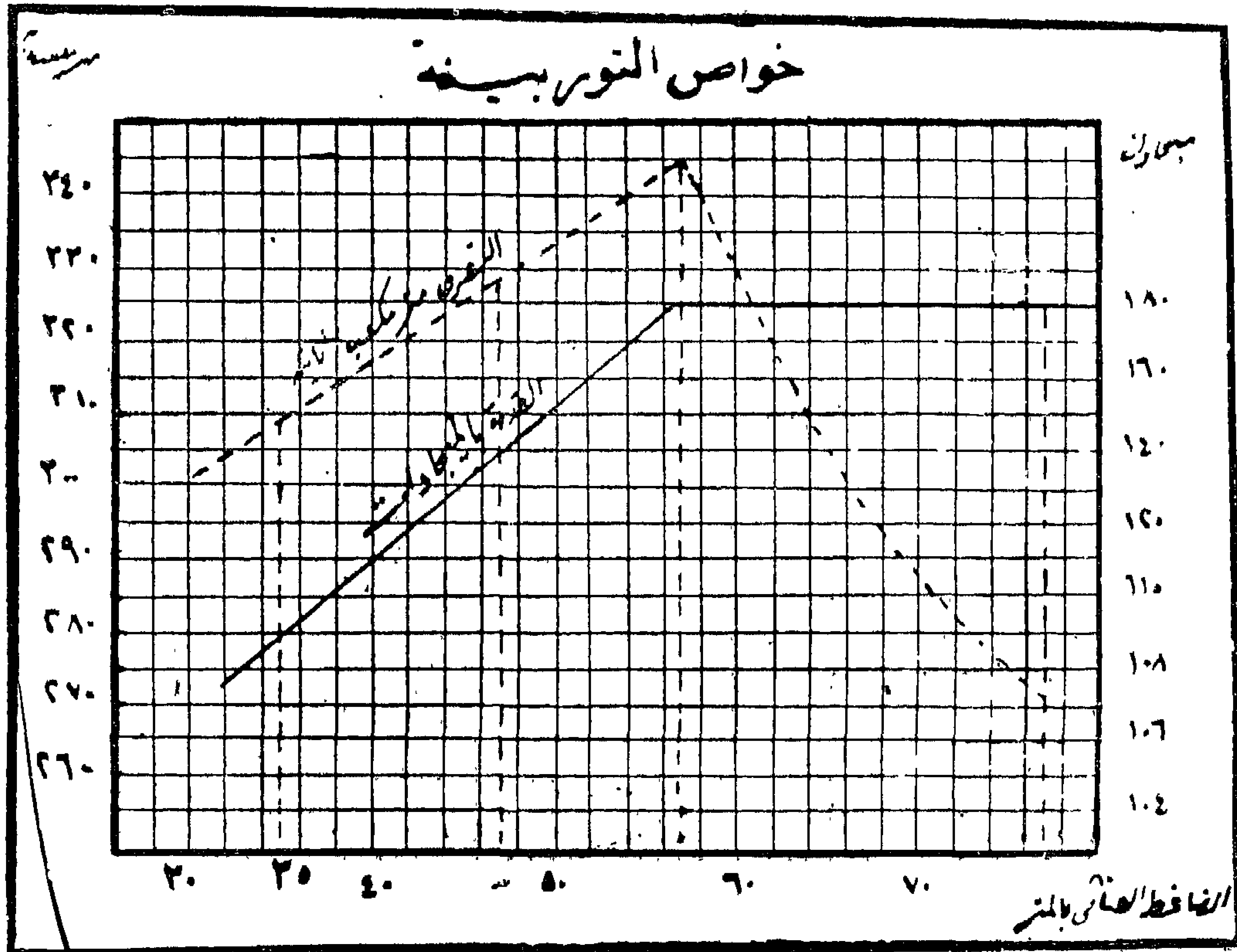
توجد محطة القوى الكهربية عند مخارج الأنفاق وتحتوى على ١٢ وحدة توليد قدرة كل منها ١٧٥ ميجاوات أى أن القدرة المركبة للمحطة تبلغ ٢١٠٠ ميجاوات أى نحو ضعف القـدرة المركبة لجميـع وحدات التوليد الحرارية فى عام ١٩٦٥ ، كما تنتج طاقة كهربية سنوية تصل (عند تشغيل المحطة على حمل يقارب حملها الكامل لمدة ٩ أشهر خلال السنة بصفة شبه مستمرة طوال اليوم) الى ١٠ مليـــار كيلوات ساعة أى نحو ضعف اجمالى الطاقة الكهربية المنتجة عام ١٩٦٥ .

وتتكون كل وحدة توليد من تربينة هيدرومائية طراز فرانسيس قدرتها ١٨٠ ميجاوات متصـــــلة اتصالا مباشرا بمولد كهربائى قدرته ١٧٥ ميجاوات على ضغط كهربى ٧٥ر١٥ كيلو فولت وتعمل على ضاغط يتراوح بين ٧٧ مترا ، ٣٥ مترا ، وتنتـــج وحدة التوليد حملها الكامل عند ضاغط تصميمى صافى قدره ٥ر٥٧ مترا مع تصرف ٣٤٦ متر مكعب/ الثانية (أى ما يعادل ٩ر٢٩ مليون متر مكعب/اليوم لكل وحدة توليد أى ما يعـادل ٢٩٩٠ مليون متر مكعب/١٠ أيام لمحطة القوى الكهربية عندما تعمل فيها ١٠ وحدات توليد لتنتج حملها الكامل) ـــ رسم (١) . وتغذى كل وحدة توليد محولا كهربيا بقدرة ٢٠٦ ميجافولت امبير يرفع الضغط الكهربى من ٧٥ر١٥ كيلو فولت الى ٥٠٠ كيلو فولت لنقل الطاقة الكهربية الى القاهرة حيث يتم الربط بين محطة السد العـــالى وشبكة الضغط العـــالى ٢٢٠ كيلو فولت فى الوجه البحرى . ولمقابلة الاحتياجات الكهربية المحلية فى منطقة أسوان ، يتم الربط بين

جـدول (١)

كمية التصرف من المياه المسموح به من السد العالى (مليون متر مكعب)

الشهر	١٩٦٦	١٩٦٧	١٩٦٨	١٩٦٩	١٩٧٠	١٩٧١	١٩٧٢	١٩٧٥
١ — ١٠	٨٠٠	٨٠٠	٨٠٠	٨٠٠	٨٠٠	٨٠٠	٨٠٠	٨٠٠
١١ — ٢٠ يناير	٨٠٠	٨٠٠	٨٠٠	٨٠٠	٨٠٠	٨٠٠	٨٠٠	٨٠٠
٣١ — ٣٠	٨٨٠	٨٨٠	٨٨٠	٨٨٠	٨٨٠	٨٨٠	٨٨٠	٨٠٠
	١٢١٠	١٢٤٠	١٢٧٠	١٣٠٠	١٣٣٠	١٣٦٠	١٣٨٠	١٤٢٠
فبراير	١٠٥٠	١٠٧٠	١١٠٠	١١٣٠	١٠٥٠	١١٨٠	١١٤٠	١٢٢٠
	٨٠٠	٨٢٠	٨٤٠	٨٦٠	٨٩٠	٩٠٠	٩١٠	٩٤٠
	٩٩٠	١٠١٠	١٠٤٠	١٠٧٠	١٠٩٠	١١٢٠	١١٣٠	١١٦٠
مارس	١٠٠٠	١٠٢٠	١٠٤٠	١٠٧٠	١١٠٠	١١٢٠	١١٣٠	١١٦٠
	١١١٠	١١٤٠	١١٦٠	١١٨٠	١٢١٠	١٢٤٠	١٢٧٠	١٣٠٠
	٩٤٠	١٠١٠	١٠٤٠	١٠٧٠	١٠٩٠	١١٢٠	١١٣٠	١١٦٠
أبريل	١٠٠٠	١٠٢٠	١٠٤٠	١٠٧٠	١١٠٠	١١٢٠	١١٣٠	١١٦٠
	١١١٠	١١٤٠	١١٧٠	١١٩٠	١٢٢٠	١٢٥٠	١٢٧٠	١٣٠٠
	١٢٢٠	١٢٤٠	١٢٨٠	١٣١٠	١٣٤٠	١٣٧٠	١٣٩٠	١٤٢٠
مايو	١٥٤٠	١٣٤٠	١٤٠٠	١٤٣٠	١٤٧٠	١٥٠٠	١٥٢٠	١٥٦٠
	١٥٤٠	١٨٨٠	١٦٢٠	١٦٦٠	١٧٠٠	١٧٤٠	١٧٦٠	١٨١٠
	١٥١٠	١٥٤٠	١٠٨٠	١٦٢٠	١٦٦٠	١٧٠٠	١٧٢٠	١٦٧٠
يونية	١٦٢٠	١٦٦٠	١٧٠٠	١٧٥٠	١٧٨٠	١٨٣٠	١٨٥٠	١٩٠٠
	١٧٢٠	١٧٦٠	١٧٠٠	١٨٤٠	١٨٤٠	١٦٣٠	١٩٥٠	٢٠١٠
	١٧٥٠	١٧٩٠	١٨٤٠	١٨٨٠	١٩٣٠	١٩٧٠	١٩٩٠	٢٠٥٠
يوليو	١٨٨٠	١٩٢٠	١٩٧٠	٢٠٢٠	٢٠٦٠	٢١١٠	٢١٤٠	٢٢٠٠
	٢٢٠٠	٢٢٦٠	٢٣١٠	٢٣٠٠	٢٤٢٠	٢٤٨٠	٢٥١٠	٢٥٨٠
	١٩١٠	١٩٥٠	٢٠٠٠	٢٠٥٠	٢١٠٠	٢١٩٠	٢٨١٠	٢٢٣٠
أغسطس	١٩٣٠	١٩٨٠	٢٠٣٠	٢٠٧٠	٢١٢٠	٢١٧٠	٢٢٠٠	٢٢٦٠
	١٩٤٠	١٩٨٠	٢٠٣٠	٢٠٨٠	٢١٢٠	٢١٨٠	٢٢٠٠	٢٢٦٠
	١٧٢٠	١٨٧٠	١٩١٠	١٩٦٠	٢١١٠	٢٠٦٠	٢٠٧٠	٢١٣٠
سبتمبر	١٨٦٠	٢٠٠٠	٢٠٥٠	٢٠٨٠	٢١٩٠	٢١٩٠	٢٢٠٠	٢٢٨٠
	١٨٤٠	١٨٨٠	١٩٣٠	١٩٨٠	٢٠٣٠	٢٠٧٠	٢١٠٠	٢١٦٠
	١٨٣٠	١٥٧٠	١٩٢٠	١٩٧٠	٢٠٢٠	٢٠٦٠	٢٠٨٠	٢١٥٠
أكتوبر	١٨٥٠	١٩٠٠	١٩٥٠	١٩٤٠	٢٠٣٠	٢٠٩٠	٢١١٠	٢١٦٠
	١٨٩٠	١٧٣٠	١٧٧٠	١٨١٠	١٨٥٠	١٩٠٠	١٩٢٠	١٩٧٠
	١٢٩٠	١٣٢٠	١٣٥٠	١٣٨٠	١٤١٠	١٤٥٠	١٤٦٠	١٥٠٠
نوفمبر	١٢٨٠	١٣١٠	١٣٤٠	١٣٨٠	١٤١٠	١٤٤٠	١٤٨٠	١٥٠٠
	١٢٨٠	١٣١٠	١٣٤٠	١٣٧٠	١٤١٠	١٤٤٠	١٤٦٠	١٥٠٠
	١٢٨٠	١٣١٠	١٣٥٠	١٣٨٠	١٤١٠	١٤٤٠	١٤٦٠	١٥٠٠
ديسمبر	١١٣٠	١١٦٠	١١٨٠	١٢١٠	١٢٤٠	١٢٧٠	١٢٨٠	١٣٢٠
	٨٨٠	٨٨٠	٨٨٠	٨٨٠	٨٨٠	٨٨٠	٨٨٠	٨٨٠



رسم (١)

شبكة ٥٠٠ كيلو فـولت من محطة السـد العالى والشبكة المحلية ١٣٢ كيلو فولت من محطة خزان أسوان بواسطة محولين كهربيين بقـدرة ٢×٢٠٠ ميجا فولت أمبير ، تكفي مع القـدرة المنتجة من محطة خزان أسوان الزيادة فى احتياجات المنطقـة حتى عام ١٩٧٠ .

تصرف المياه من السد العـالى وتطوره حتى عام ١٩٧٥ :

فى الظروف العـادية وخلال السنوات ذات الايراد المتوسط من المياه يتغير التصرف اليومى من السد العـالى كل عشرة أيام على الوجه المبين فى الجدول (١) ، وهو يبين تصرف المياه كل عشرة أيام حتى عام ١٩٧٥ . والعوامل الرئيسية التى تحدد التصرف من السد العـالى هو احتياجات الزراعة واستصلاح الأراضى وأغراض الملاحة النهرية أما الاحتياجات الكهربية من السد العـالى فهى اعتبارات ثانوية بالنسبة الى احتياجات المياه ولن يكون لها دور اطلاقا فى تنظيم التصرف من السـد العـالى على مستوى نظام العشرة أيام المتبعة فى جدول (١) ، ولكن قد يسمح للاحتياجات الكهربية أن تنظم وتحدد التصرف من السد العـالى خلال الفترات المختلفة فى اليـوم الواحد على أن يطابق التصرف اليومى الاحتياجات الأساسية للميـاه للزراعة واستصلاح الأراضى والملاحة ، ويقـل التصرف من السد العالى الى أدنى قيمة له خلال فترة السـدة الشتوية للزراعة التى تشـمل الأيام الأخيرة من شهر ديسمبر وطوال شهر يناير من كل عام ، ويبلغ التصرف ذروته خلال أشهر أغسطس وسبتمبر وأكتوبر من كل عام .

كما يتغير منسوب الميام أمام السد العالى خلال أشهر العـام الواحد تبعا لتوقيت وصول ميـاه الفيضان وتغير تصرف المياه من السد ، وبالتـالى يتغير الضاغط الصافى على وحدة التوليـد خلال العام الواحد . ويزداد المنسوب بصفة عامة أمام السد من عام الى آخر تبعا لامتلاء حوض التخزين أمام السد العالى ، ولكن الزيادة الكبيرة فى مسطح بحيرة ناصر عند المناسيب العالية أمام السد بعـد عام ١٩٧١ سيقلل كثيرا معدل زيادة المنسوب خلال السنوات التالية لعام ١٩٧٢ بالنسـبة الى معدله خلال السنوات الأولى ١٩٦٥/١٩٧٢ فور بدء عملية التخزين فى البحيرة . ولن يصـل التخزين الى المنسوب الأقصى أمام السد وهو ١٨٢ مترا الا بعد عام ١٩٨٠ تبعا لحجم الفيضانات الواردة كل عام .

يبين جدول (٢) تقديرات الضاغط الصافى بالنسبة الى وحدات التوليد التى اخذت فى الاعتبار فى هــذه الدراسة .

يكمن فى ميــاه التصرف فى كل يوم من أيــام السنة ، بالترابط مع متوسط المنسوب المتواجد فى هذا اليوم أمام السد العالى ، كميــة محددة من الطاقة ، يتحتم استغلالها كاملة بتحويلها الى طاقة كهربية بواسطة وحدات التوليد . يترتب على ذلك أن الطاقة الكهربية المنتجة سنويا من السد العالى ذات قيمة محددة لكل سنة يحــددها اجمــالى التصرف الســـنوى من السد العالى ومتوســط المنسوب الذى يتم عليـــه هذا التصرف على مدار العام .

جــدول (٢) **تقديرات الضاغط الصــافى ذى الفاعلية على وحدات التوليد ١٩٦٧ ــ ١٩٧٥**	العــام	أدنى قيمـــة للضاغط للمنسوب الصـــافى (متر) يوليو ــ أغسطس	أقصى قيمـــة للضاغط للمنسوب الصافى أكتوبر ــ نوفمبر ــ ديسمبر
		متر	متر
	١٩٦٧	٢٨	٢٦
	١٩٦٨	٣٧ر٨	٥٠ر٥
	١٩٦٩	٤٤ر٥	٥٣ر٣
	١٩٧٠	٤٦ر٥	٥٤ر٣
	١٩٧١	٤٨	٥٥
	١٩٧٢	٤٨	٥٥
المنسوب خلف السد ١٠٨ ± ٣ متر .	١٩٧٣	٤٨	٥٥
لا توجد تقديرات لمنسوب المياه أمام الخزان	١٩٧٤	٤٨	٥٥
بعد عام ١٩٧٢ .	١٩٧٥	٤٨	٥٥

(أ) تقدير الضاغط الصافى فى نوفمبر ١٩٧٢ قد قارب الضاغط التصميمى لوحدات التوليد .
(ب) ان زيادة المنسوب فى حوض التخزين تزيد من مسطحه مما يترتب عليه أن معدل الزيادة السنوية فى المنسوب أمام السد سينقص كثيرا عن معدلات زيادته خلال الأعوام ٦٧ ــ ١٩٧٢ ، ولن يبلغ المنسوب أمام السد العالى حده الأقصى ١٨٢ متر الا بعد عام ١٩٨٠ تبعا لايراد النهر خلال السنوات المختلفة .

٢ ــ الهدف من الدراسة الحالية

يلزم لتشغيل محطة السد العالى على حمــل يقارب حملها الكامل ١٧٥٠ ميجاوات طوال اليــوم بصفة مستمرة لعـــدة شهور ســنويا توفر أحد الشرطين الآتيين على ضوء خواص التوربينات المركبة والمبينة فى رسم (١) :

(أ) أن يزداد المنسوب أمام السد ويزداد تبعا له الضاغط الصافى على وحدات التوليـــد الى ٥٧ر٥ متـــرا وأن تصـــاحب ذلك ازدياد احتياجات الجمهورية من الميــاه وبالتـــالى التصرف من السد العـــالى الى نحو ٢٩٠٠ مليــون مترا مكعبا / ١٠ أيام خلال هـــذه الشهور وأن يسمح ايراد النهر بهذا التصرف من المياه ، وبذلك يمكن تشغيل محطة السد العالى على الحمل الكامل أو ما يقاربه بصفة مستمرة . وهــذا الشرط لن يتحقق طوال أشهر عديدة خلال العام .

(ب) أن يزداد المنسوب امام السد الى القـــدر الذى يعطى ضاغطا صافيا على وحدات التوليد يزيد على الضاغط التصميمى لها خلال عدة شهور من العام مما يستلزم تصرف فى الميـــاه أقل من التصرف اللازم فى الشرط الســابق ، وتوفر هذا الشرط أكثر احتمالا وقد يتواجد بعد مرحلة تزيد حتما على ١٠ سنوات وقد تمتد الى ١٥ سنة أو تزيد ، وهــذه الفترة تبدو منطقية لضخامة مسح بحيرة التخزين وطبيعة المشروع .

يتضح اذن أنه لن يمكن تشغيل محطة الســد العالى على حمل يقارب حملها الكامل بصفة مستمرة

طوال اليوم لشهور عديدة خلال العام الواحد ــ خلال السنوات العشر القادمة بصفة مؤكدة ــ لعدم كفاية الطاقة المتــوفرة لهــذا الحمل الكامل المســتمر ، والطاقة كما سبق توضيحه محددة بكمية المياه التى يصرفها السد العالى ومتوسط المنسوب أمام السد الذى يتم عليه هذا التصرف .

وهنا تبرز أهمية هذه الدراسة :

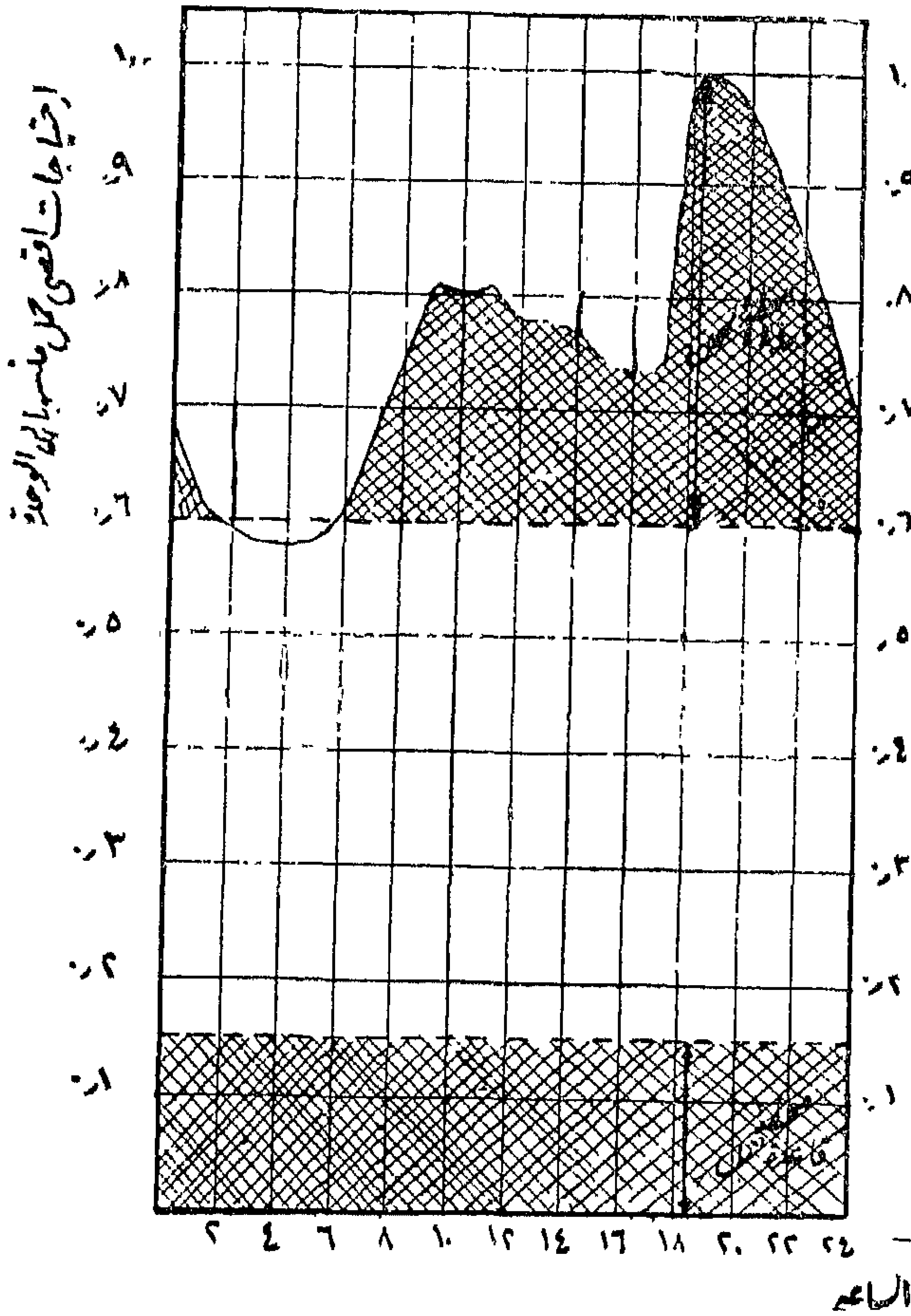
فى كل يوم خلال السنوات العشر القادمة على الأقل ، ستتوفر طاقة ذات حجم محدد يوميا من مياه التصرف من السد العالى الذى تحدده بدوره احتياجات الرى والملاحة ، وهذه الطاقة المتوفرة غير كافية لتشغيل محطة القـــوى الكهربية على حملها الكامل بصفة مستمرة طوال اليوم ، فما هى خطة التشغيل المثلى لهـــذه المحطة خلال العشر سـنوات القـــادمة التى تضمن أقصى اســتخدام لامكانياتها لتحقيق اكبر عائد على الشعب يدعم به البنيان الاقتصادى الذى يقيمه لبنـاء المجتمـــع الاشـــتراكى خلال الفترة التاريخيـــة الحاسمة القادمة ؟

وبغرض توضيح أكثر الملامح الرئيسية لهــذا التساؤل :

يلزم أن نبين أن احتياجات الجمهـــورية الى احمال كهربية تختلف خلال الأربعة والعشرين ساعة فى اليوم الواحد ، ويمثل هذه الاحتياجات منحنى الحمل اليومى للجمهـورية ، ورغم تغير أبعـــاده الراسية التى تمثل الأحمال من يوم الى آخر فانه يتخذ شكلا يمكن اعتباره ثابتا تقريبـــا على مدار العام ــ رسم (٢) ، ويتضح من هذا المنحنى أن هنالك فترة ترتفع فيها أحمـــال الجمهورية الى ذروتها وتسمى « بفترة ذروة الأحمال » كما يسمى أكثر حمل فيه « بذروة حمل الجمهورية » فى هذا اليوم . والجزء أسفل فترة ذروة الأحمال فى المنحنى يسمى « بقاعدة منحنى الحمل » والمساحة أسفل المنحنى اليومى للحمل تمثل الطاقة الكهربية التى تحتاجها الأحمال اليومية الموقعة على هذا المنحنى .

ويمكن استخدام الطاقة الكهربيــة محــددة الحجم الناتجة من التصرف اليومى من السد العالى لتغطية جزء من احتياجات الطاقة فى منحنى الحمل للجمهورية باحدى الكيفيتين الآتيتين :

(أ) تغطية جزء ثابت مستمر خلال الأربعة وعشرين ساعة فى منحنى الحمل تتساوى مساحته مع حجم الطاقة المتــوفرة ويكون البعــد الراسى



رسم (٢) منحنى الحمل اليومى فى الجمهورية منسوبا الى الوحدة

لهذا الجزء ممثلا للحمل المستمر الذى تنتجه وحدات التوليد فى محطة السد العـــالى . وتعمل المحطة فى هذه الحالة « كمحطة قاعدة حمــل » للجمهورية . ونظــرا لأن الطاقة المحددة ليست كافية أصــلا لانتــاج القــدرة الكاملة ١٧٥٠ ميجاوات من المحطة بصــفة مستمرة خلال الأربعة والعشرين ساعة ، فان هذا الحمل سيكون أقل من حملها الكامل .

(ب) تغطية جزء آخر تتساوى مساحته مع الطاقة المحددة ولكنه يغطى احتياجات الأحمال خلال فترة الذروة فى المنحنى ، مع تغير الحمل الذى تتحمله محطة السد العـــالى من لحظة الى أخرى تبعا لمنحنى الحمل فى هذا الجزء ، وقد ترتفع أقصى حمــل عليها الى الحمل الكامل لها لفترة قصيرة عند ذروة المنحنى وفى هذه الحالة تعمل « كمحطة ذروة الحمل » للجمهورية . كما قد يمكن الجمع بين الكيفيتين (أ) ، (ب) بنسب متفاوتة .

فهذه الدراسة تهدف الى تحديد أفضل هذه الطرق اقتصاديا لاستخدام امكانيات التوليد بمحطة السد العالى والطاقة المحددة لها والتى تحقق لامكانيات توليد الطاقة الكهربية بالجمهورية أقصى مقدرة على مواجهة الاحتياجات الكهربية ممايساعد على وضع خطة كهربية للجمهورية تتطلب أقل اعتمادات ممكنة من الاستثمارات فى خطتى التنمية الثانية والثالثة وبالتالى يمكن توجيه هذا الوفر فى الاستثمارات نحو مشروعات التنمية الأخرى ذات الأولوية فى بناء القاعدة الاقتصادية للمجتمع الاشتراكى .

٣ ـ احتياجات مشروعات التنمية من الطاقة وأقصى الأحمال خلال العشر سنوات القادمة

يتناول الجزء الأول من الدراسة ، دراسة دقيقة لجميع نواحى خطة التنمية شاملة لمشروعات الصناعات الثقيلة والخفيفة والزراعة واستصلاح الأراضى وزراعة الصحراء وكهربة الريف والأغراض العامة ، وذلك بغرض حساب دقيق لاحتياجات مشروعات الخطة حتى عام ١٩٧٠ من الطاقة وأقصى الأحمال الكهربية ، حتى يمكن حساب اجمالى الطاقة الكهربية وأقصى الأحمال للجمهورية كوحدة متكاملة وتطور هذه الاحتياجات سنويا حتى عام ١٩٧٠ . ونظرا لأن مشروعات الخطة الثالثة للتنمية ما زالت فى أولى الخطوات التمهيدية من دراستها ، ولا يمكن حساب احتياجاتها ، فقد طبقت الأسس العلمية فى التخطيط لتقدير هذه الاحتياجات خلال الفترة ١٩٧٠ ـ ١٩٧٥ على ضوء طبيعة هذا المجتمع والأهداف الاجتماعية فى كل مرحلة بناء للبنيان الاقتصادى والاجتماعى فى الطريق الثورى العلمى لتحقيق أحد أهدافنا الثلاثة الكبرى فى اشتراكية تقوم على الكفاية والعدل تحقق مستوى حياة رفيع ورخاء لجميع قطاعات قوى الشعب العاملة . كما استرشدت الدراسة فى تقديرات احتياجات الجمهورية خلال الفترة سنة ١٩٧٠ ـ ١٩٧٥ ومعدل نموها كل عام باحصائيات فى هذا المجال فى الدول التى سبقتنا فى اقامة قواعدها الاقتصادية والاجتماعية .

(أ) احتياجات مشروعات الصناعة :

اقترنت مرحلة التحول الاشتراكى فى بلادنا بالجهود الثورية الجبارة التى بذلت لتحرير اقتصاد الجمهورية من الدائرة الضيقة التى أحاطت به قبل الثورة حينما كان اعتماده الكلى تقريبا على الزراعة. وتهدف الخطتان الخمسية الأولى والثانية الى مضاعفة الدخل القومى خلال العشرة سنوات سنة ١٩٦٠ ـ ١٩٧٠ ، تحقق الخطة الأولى ٤٠ ٪ ، والخطة الثانية ٦٠ ٪ زيادة فى الدخل . وعند تقييم الخطة الخمسية الأولى فى الوقت الحالى عند نهايتها نجد أن الانتاج القومى قد زاد فعلا بنسبة ٣٨ ٪ من قيمته (١٢٨٥ مليون جنيه فى سنة الأساس ٥٩/١٩٦٠) وتم حساب هذه النسبة فى زيادة قيمة الانتاج فى نهاية الخطة الأولى على أساس أسعار عام ٥٩/١٩٦٠ ، وهكذا نجد أن الشعب بعمله وجهده قد حقق فعلا أهداف خطته ، كما زادت فرص العمل تبعا لذلك فارتفعت العمالة من نحو ٦ مليون الى أكثر من ٧ مليون خلال ١٩٦٠ ـ ١٩٦٥ ، وزادت نسبة الأجور من نحو ٥٥٠ مليون جنيه الى نحو ٧٢٥ مليون جنيه خلال السنوات الخمس السابقة . ولم يكن ذلك مستطاعا بدون استثمارات فى شكل مصانع وآلات واستصلاح أراضى وغيرها من الاستثمارات التى بلغت قيمتها نحو ١٥٧٧ مليون جنيه .

وقد بدأ الشعب فى اقامة البنيان الاقتصادى للمجتمع بمشروعات صناعية للسلع الاستهلاكية بصفة رئيسية فى الخطة الخمسية الأولى ، وقامت حتمية هذا الاتجاه على الاعتبارات الآتية :

١ ـ أن الأغلبية الساحقة من قطاعات العمال والفلاحين كانت فى حالة حرمان وكان لابد أن يشبع العمل الثورى احتياجاتهم الضرورية ويرفع مستوى حياتهم الاجتماعية ، فكان لابد من انتاج سلع استهلاكية تغطى الاحتياجات اللازمة لتحقيق هذا الغرض .

٢ ـ أن عقيدتنا الاشتراكية العربية تقوم على أساس احترام قيمة الفرد وعمله وحريته فى ظل صالح المجتمع ، وحتمت هذه النظرية الواعية المؤمنة بالفرد والشعب الا نضحى بجيل أو جيلين فى مراحل ارساء القواعد الرئيسية للبنيان الاقتصادى للمجتمع الاشتراكى ـ كما فعلت مجتمعات أخرى سبقتنا فى الثورة الاجتماعية ـ فكان لابد أن يوفر العمل

الثورى احتياجات الشعب من سلع استهلاكية حتى لا يشعر هذا الجيل بالحرمان وهو يبنى مجتمعه على دعائم اقتصادية قوية من أجل الأجيال القادمة من ابنائه ، واصبح واجبا على جماهير الشعب الواعية الا تزيد من تطلعاتها العاجلة أو تزيد من استهلاكها الى الحد الذى يعوق زيادة الاستهلاك وما تحتاجه من جهد وعمل واستثمارات ، الاستثمارات والجهود والعمل اللازم لاقامة القاعدة الاقتصادية الأساسية التى سوف يقوم عليها نمو هذا المجتمع ورفع مستوى حياة الجماهير فيه .

٣ ـ كان لزاما أن يسبق التوسع الكبير فى صناعات السلع الاستهلاكية اقامة صناعات ثقيلة وذلك تدعيما للصناعات الثقيلة نفسها ، فصناعات السلع الاستهلاكية هى المواقع الرئيسية لاستيعاب انتاج الصناعات الثقيلة والوسيطة وهى تمثل القوة الشرائية لمنتجاتها . كما أن صناعات السلع الاستهلاكية كانت الميدان التى تربت فيه الخبرات الفنية والأيدى المدربة ، حتى اذا ما اكتسبنا هذه الامكانيات الفنية والمدربة استطعنا أن نجعل منها نقطة البدء الحقيقية للانطلاق فى مجالات الصناعات الثقيلة والصناعات الوسيطة باعتبارها المرحلة التالية للتنمية والقاعدة الأصلية لأى تقدم اقتصادى يترتب عليه رفع المستوى الاجتماعى لجماهير الشعب .

من ذلك يتضح لنا أن العمل الثورى لبناءالمجتمع الاشتراكى يقوم على عقيدة سياسية قوية سليمة منطقية علمية ذات وضوح كامل لرؤية الأهداف ويطبق فيه الأسلوب العلمى فى العمل لتحقيق هذه الأهداف .

عند حساب احتياجات مشروعات الصناعة من الطاقة والأحمال القصوى الكهربية حتى عام ١٩٧٠! قسمت الجمهورية الى خمسة مناطق :

القاهرة ـ الاسكندرية ـ السويس والدلتا ـ الوجه القبلى ـ أسوان وقنا .

وذلك تمهيدا لمرحلة أخرى تستكمل بها هذه الدراسة الحالية ، بهدف تحديد مواقع المشروعات الجديدة لوحدات التوليد وأحجامها ، وتشغيل شبكات الضغط العالى ٥٠٠ كيلو فولت ، ٢٢٠ كيلو فولت لنقل الطاقة الكهربية وتوزيع أحمالها على محطات التوليد المختلفة .

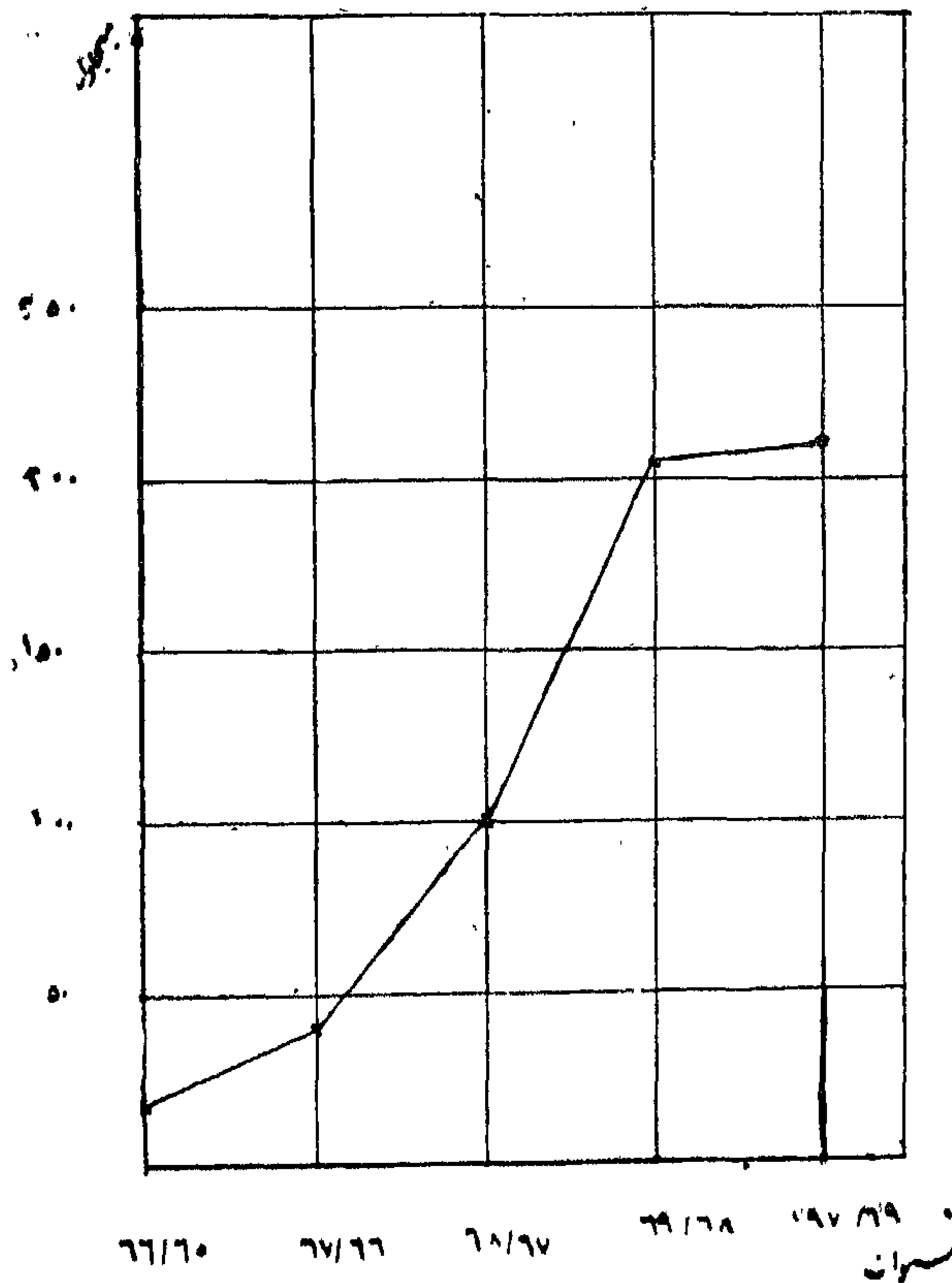
ويبلغ عدد مشروعات الصناعات الثقيلةوالخفيفة فى الخطة الخمسية الثانية أكثر من ثلاثمائة مشروع حسبت احتياجاتها من الطاقة الكهربية واحتياجات أقصى حمل لمشروعات الصناعات التى سوف تتداخل مع فترة الذروة للاحمال بالجمهورية . وقد اتبعت طريقتان لحساب أقصى الأحمال :

١ ـ أخذت فى الاعتبار الصناعات التى سوف تعملورديتين أو ثلاث ورديات وجمعت الأحمال القصوى لها .

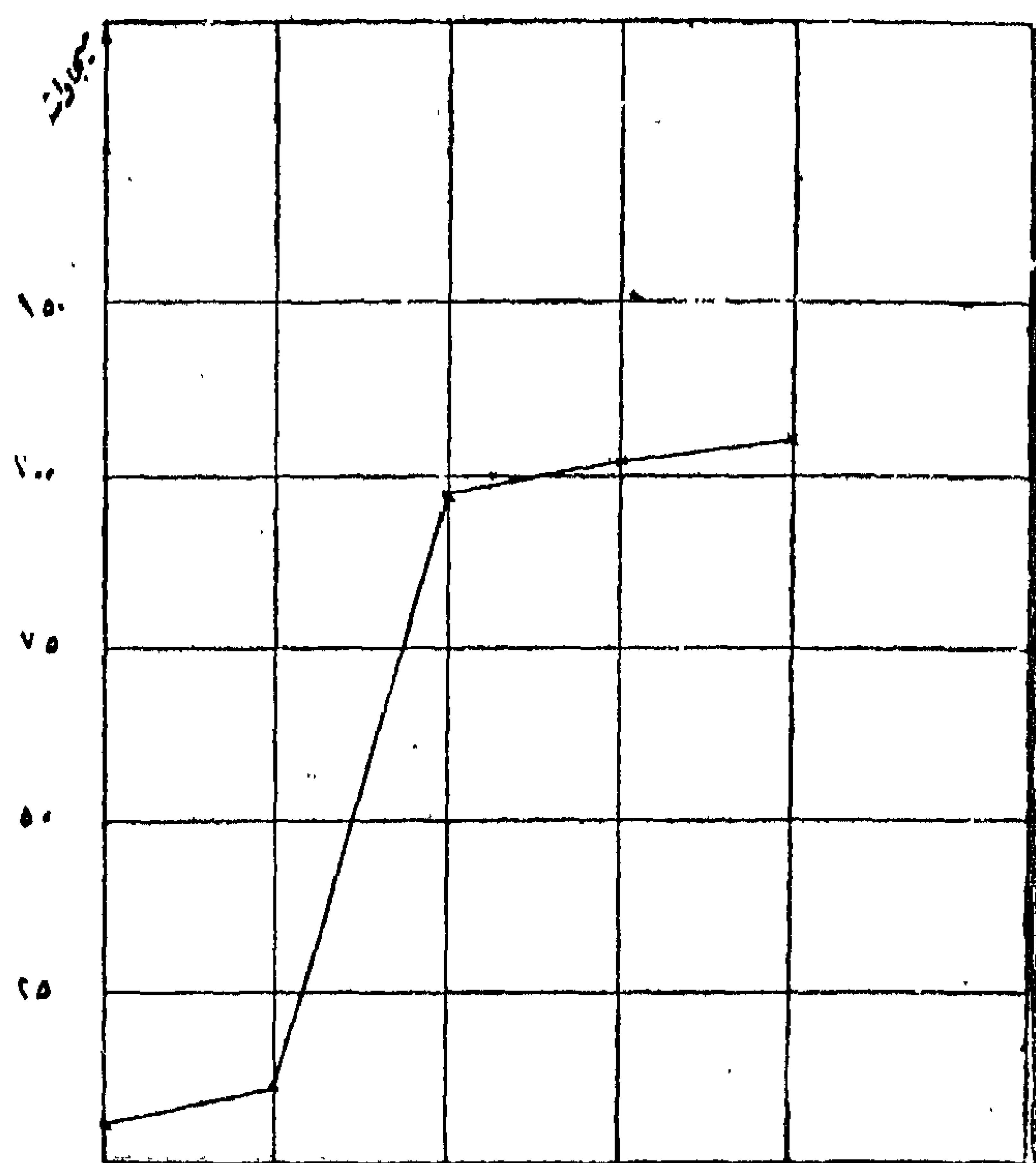
٢ ـ أخذت فى الاعتبار الصناعات التى تزيدأحمالها القصوى على :

١٠ ميجاوات فى القاهرة ، ٣ ميجاوات فى الاسكندرية ، واحد ميجاوات فى المناطق الأخرى .

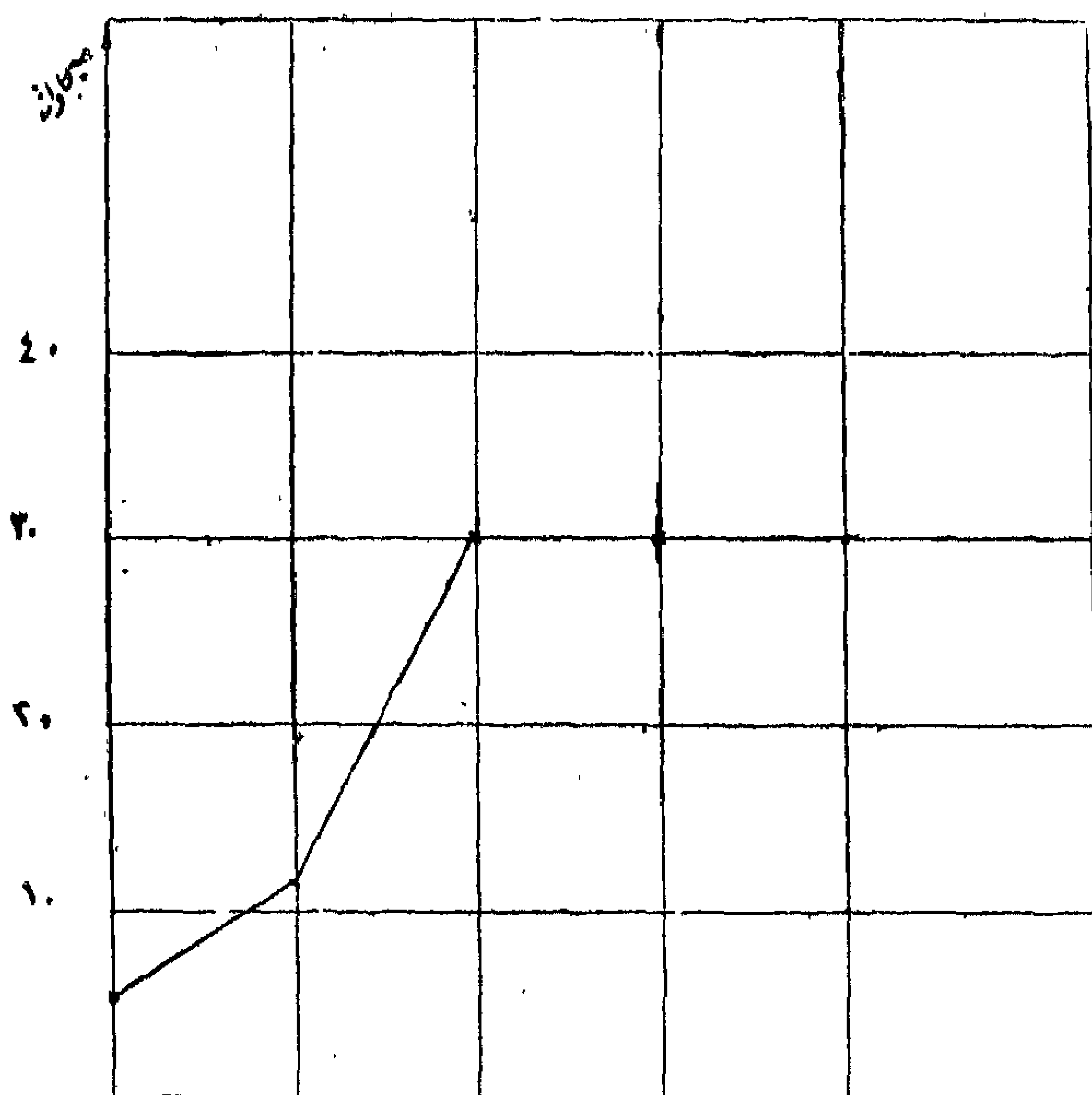
وجمعت مع اعتبار أن هناك معامل ٧ر. نتيجة لاختلاف توقيت حدوث أقصى الأحمال . وقد اتفقت حسابات الأحمال القصوى فى المناطق المختلفة بكلتا الطريقتين الى حد كبير وتبين الرسومات ٣ ، ٤ ، ٥ ، ٦ ، ٧ ، ٨ مفردات واجمالى أقصى الأحمال اللازمة للصناعة فى المناطق المختلفة .



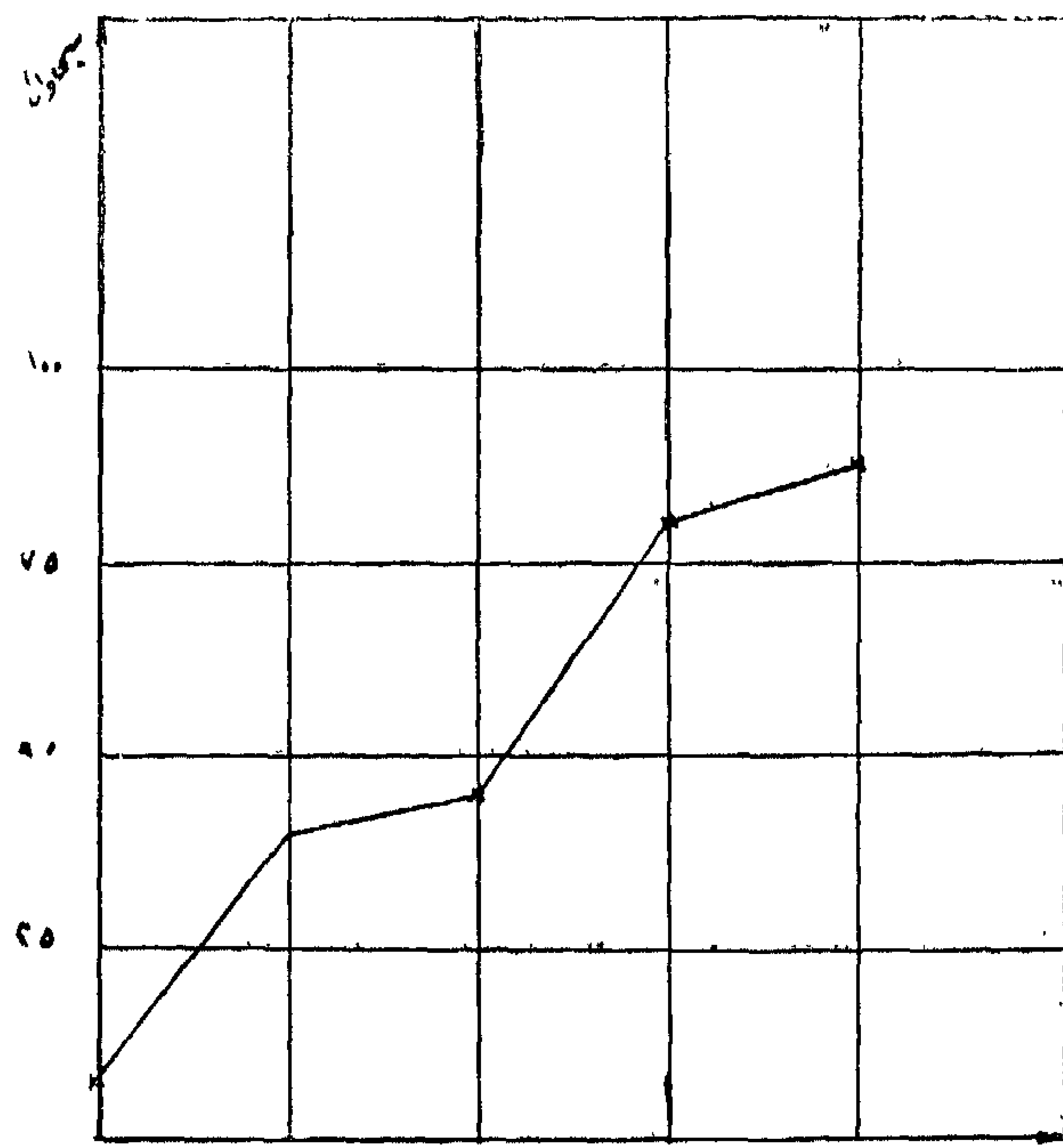
رسم (٣) احتياجات أقصى حمل لمشروعات الصناعة فى منطقة القاهرة ١٩٧٠/٦٥



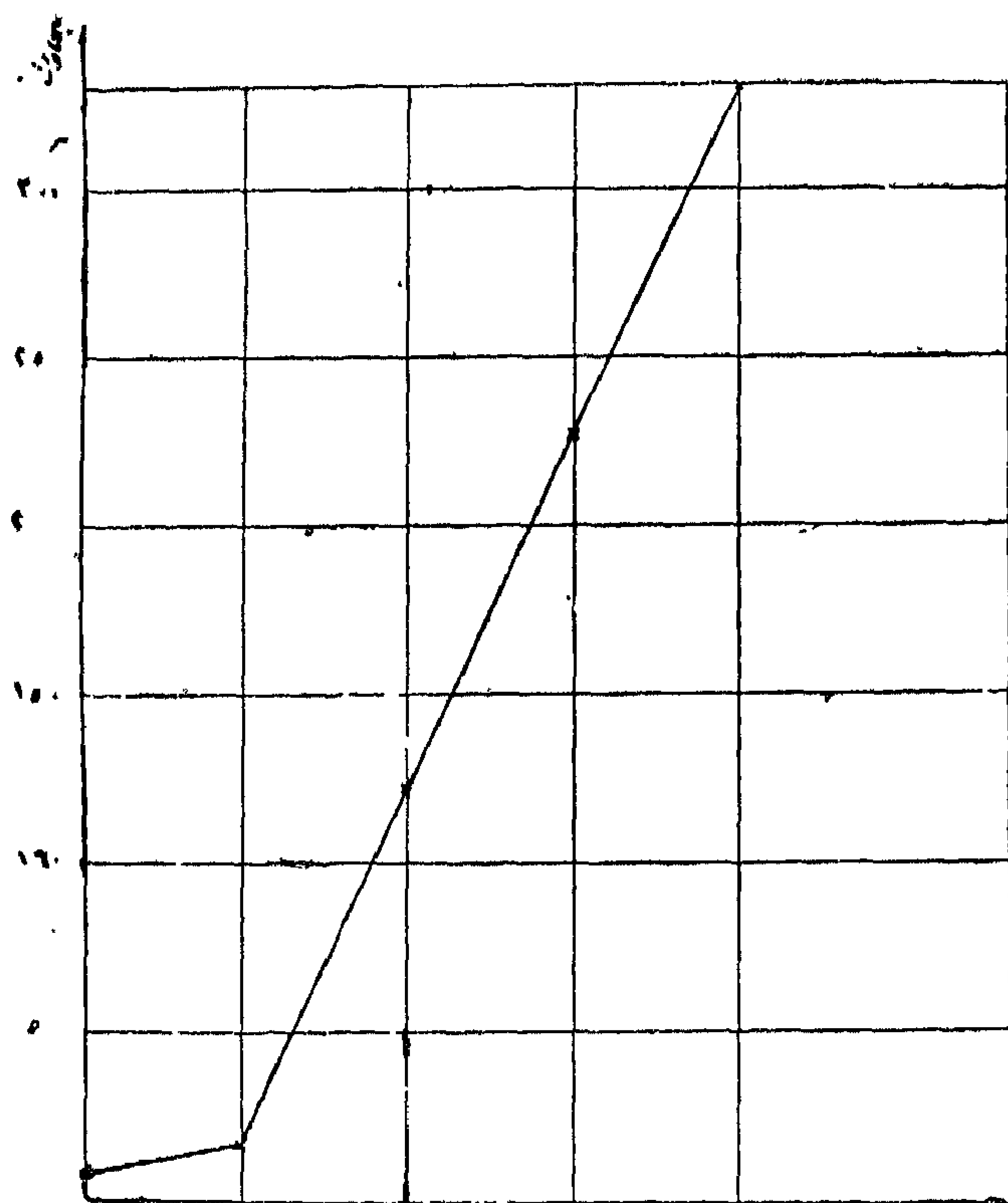
رسم (٤) احتياجات أقصى حمل لمشروعات الصناعة فى منطقة الاسكندرية ٦٥/١٩٧٠



رسم (٦) احتياجات أقصى حمل لمشروعات الصناعة فى منطقة الوجه القبلى ٦٥/١٩٧٠

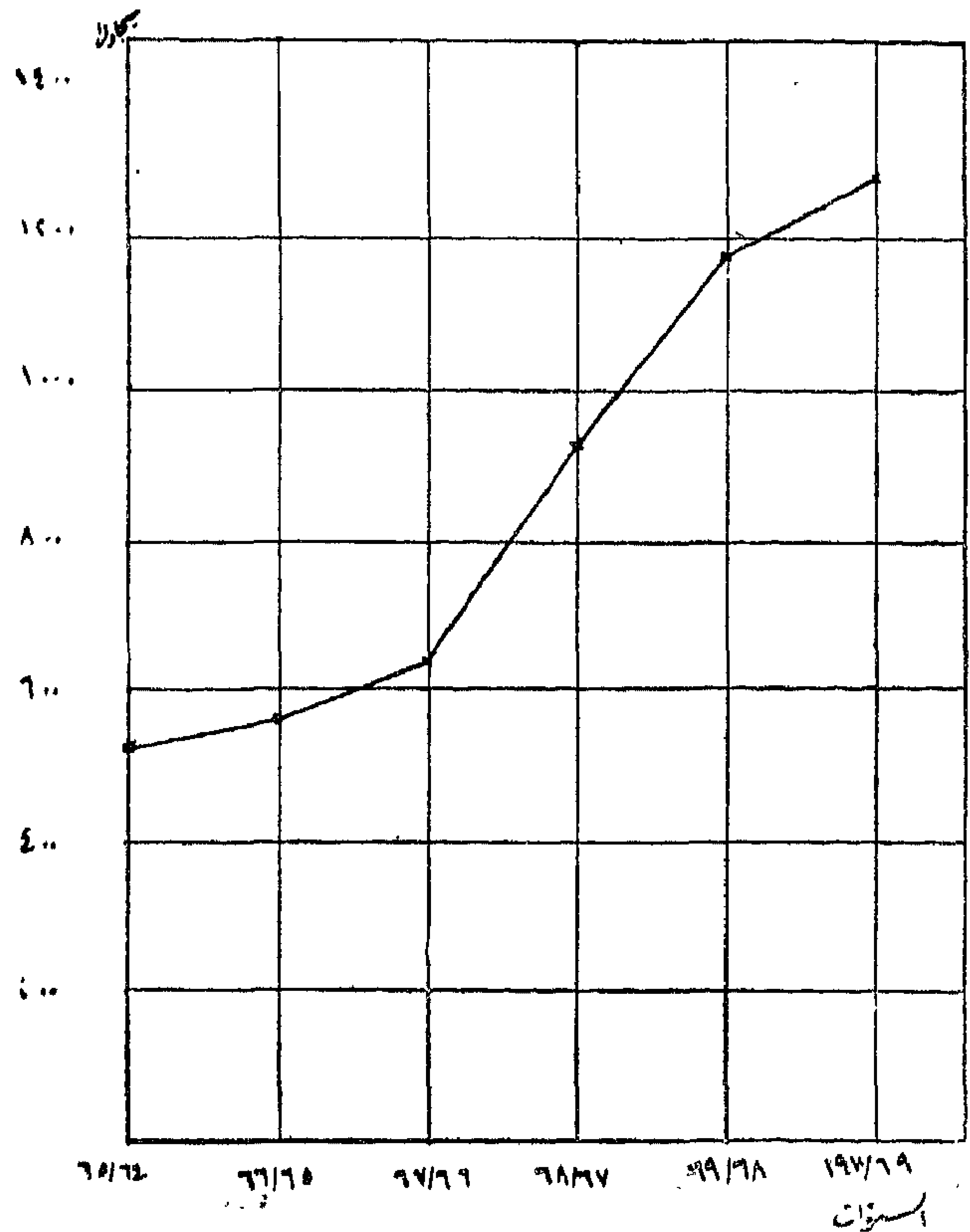


رسم (٥) احتياجات أقصى حمل لمشروعات الصناعة فى منطقة السويس والدلتا ٦٥/١٩٧٠



رسم (٧) احتياجات أقصى حمل لمشروعات الصناعة فى منطقة اسوان ٦٥/١٩٧٠

أما بالنسبة الى احتياجات مشروعات الصناعة من الطاقة الكهربية فقد أخذت جميع المشروعات فى الاعتبار ويبين جدول (٣) أهم مشروعات الصناعات الثقيلة والوسيطة التى سوف تزيد أحمالها القصوى على ١٠ ميجاوات فى خطة التنمية الثانية . بينما يوضح جدول (٤) احتياجات الطاقة لمشروعات الصناعات الثقيلة والخفيفة فى الخطة الثانية . ومنه نتبين أن احتياجات مشروعات الخطة الثانية للصناعة فقط من الطاقة الكهربية تساوى جميع الطاقة المنتجة من جميع محطات التوليد بالجمهورية فى عام ١٩٦٥ . وتؤكد البيانات فى جدول (٥) الظاهرة نفسها أن اجمالى الأحمال القصوى لمشروعات الصناعة وحدها خلال الأعوام الخمسة القادمة يساوى أقصى حمل أنتجته جميع محطات التوليد فى عام ١٩٦٥ . هذه الأرقام تمثل الأبعاد الحقيقية للعمل الوطنى الهائل الذى يقبل عليه جماهير الشعب فى المرحلة القادمة لبناء الدعائم والهياكل الاقتصادية لهذا المجتمع ، **وهذه الأرقام تمثل فى واقعها أننا بعد ثورتى الشعب السياسية فى ١٩٥٢ والاجتماعية ١٩٦١ يستمر ويمتد العمل**



شكل (٨) اجمالى احتياجات أقصى حمل لمشروعات الخطتين الاولى والثانية للصناعة ٦٠/١٩٧٠

الثورى مع بدء خطة التنمية الثانية الى ثورة صناعية هائلة يحقق بها الشعب التغيير الكامل الماح المجتمع الاقتصادية والاجتماعية نحو مجتمع الكفاية الذى نهدف اليه ، فنقطع بهذه الثورة الصناعية شوطا شاسعا نلحق به الدول الأخرى التى سبقتنا فى مراحل التنمية فى مجتمعاتها ونعوض به التخلف الذى فرض على الشعب خلال عهود الحكم الرجعى والاستعمارى . واذا كان كل جنيه واحد مستثمر فى مشروعات الطاقة الكهربية تقوم عليه استثمارات قدرها ١٠ جنيهات فى المشروعات الصناعية ، فاننا نتبين بوضوح أكثر أبعاد العمل والجهد وما يقدمه الشعب من استثمارات ليكون الشعب على مستوى المسئوليات التى تلقيها عليه الأهداف الكبرى التى حددها الشعب من عمله الوطنى فى المرحلة القادمة . ولكن الارادة الصلبة للتغيير وعزيمة الانسان المصرى التى نمت وانصهرت فى مواجهة الصراع المرير ضد قوى الاستعمار والتخلف والاستغلال والذى انفرست فيه روح الكفاح جيلا بعد جيل ، هذا الشعب كفيل بتحقيق المعجزات لتحقيق الكفاية والعدل لجمع جماهير الشعب ، فبدون كفاية الانتاج وعدالة توزيع العائد منه على جماهير الشعب لن تكون هناك حرية حقيقية للفرد أو قوة حقيقية للشعب .

(ب) احتياجات مشروعات استصلاح الأراضى وزراعة الصحراء :

ان الانتاج القومى فى الجمهورية يقوم على دعامتين اثنتين : الصناعة والزراعة ، والمجتمع الاشتراكى عندما يركز على الثورة الصناعية فى المرحلة القادمة لا يعنى التهوين من أمر الزراعة أو اغفالها فدور الزراعة فى المجتمع يتناول :

١ — توفير الاحتياجات الغذائية للاعداد المتزايدة من جماهير الشعب .

٢ — تزويد العديد من الصناعات بالكثير من المواد الأولية .

٣ — أن يتحمل القطاع الزراعى عبء تصدير اكبر قدر من المنتجات الزراعية ليوفر النقد الأجنبى اللازم لاستيراد أدوات الانتاج والمواد اللازمة له التى يتحتم الحصول عليها من الخارج فى هذه المرحلة ، وهذا اتجاه جديد لدور الزراعة فى التنمية الاقتصادية يتحتم أن تنطلق فيه خلال المرحلة القادمة حتى تستقر وتتوسع الأسواق الخارجية لصادراتنا من منتجات مصانعنا الجديدة .

جدول (٣)

اهم مشروعات الصناعات الثقيلة التى سوف تزيد أحمالها عن ١٠ ميجاوات فى خطة التنمية الخمسية الثانية ٦٥ ـ ١٩٧٥

القاهرة :		
١ ـ نترات النشادر الجيرى حلوان	٥ر١٢ ميجاوات	١٩٦٨/٦٧
٢ ـ توسعات فى الحديد والصلب حلوان	٧٥ ميجاوات	١٩٦٩/٦٨
٣ ـ المرحلة الثانية لوحدة درفلة الشرائط الحديد	١٠ ميجاوات	١٩٦٩/٦٨
٤ ـ توسعات فى الشركة الأهلية للصناعات المعدنية	١٣ر٧٥ ميجاوات	١٩٦٧
الاسكندرية :		
٥ ـ تصنيع البنزين	٤٠ ميجاوات	١٩٦٨
٦ ـ توسعات فى شركة النحاس	١٢ر٢٥ ميجاوات	١٩٦٨/٦٧
السويس ـ أو القصير :		
٧ ـ انتاج معدن الزنك	١٥ ميجاوات	١٩٦٧
قنا :		
٨ ـ انتاج ورق الجرائد	٥ر٩ ميجاوات	١٩٦٨
أسوان :		
١٠ ـ مصنع صلب متكامل	١٢٥ ميجاوات	١٩٦٩/٦٨
١١ ـ انتاج الالومنيوم	١٠٨ ميجاوات	١٩٦٨
١٢ ـ انتاج السليكون الحديدى	٥ر٢٧ ميجاوات	١٩٦٨/٦٧
١٣ ـ مشروع المجمع الفوسفورى	١٥ ميجاوات	١٩٦٨

وذلك بالاضافة الى مشروعات الأسمدة والاسمنت التى تعتبر من انجح الصناعات العربية وتطلب الأسواق الخارجية منها أضعاف الكميات التى نصدرها حاليا والصناعات البتروكيماوية والغزل والنسيج والغذائيه والتعدينية والمعدنية والدوائية وغيرها .

جدول (٤)

احتياجات الطاقة لمشروعات الصناعات الثقيلة والخفيفة ٦٥ ـ ١٩٨٠ (ميجاوات ساعة سنويا)

المنطقة	١٩٦٦/٦٥	١٩٦٧/٦٦	١٩٦٨/٦٧	١٩٦٩/٦٨	١٩٧٠/٦٩
منطقة القاهرة	١٤٧	٣٢٦	٧٠٦	١٥٢٢	١٥٤١
منطقة الإسكندرية	٤٣	٨٤	٧٢٦	٧٨٦	٨٤١
منطقة السويس والدلتا	١٣٩	٣٦٩	٤٢٧	٦٧٣	٧٠٥
منطقة الوجه القبلى	٤١	٨٩	٢٠٢	٢٠٢	٢٠٢
منطقة اسوان وقنا	٤٠	٨٩	٨٣٣	١٦٣٨	٢٣٠٣
اجمالى احتياجات الطاقة لمشروعات الخطة الثانية فقط ١٩٦٥ ـ ١٩٧٠	٤١٠	٩٥٧	٢٨٩٤	٤٨٢١	٥٥٩٣

الطاقة الكهربية المنتجة من جميع محطات التوليد بالجمهورية فى عام ١٩٦٥ :
٥٤٢٠ ميجاوات ساعة سنويا .
٥ر٥٤٢ مليار كيلووات ساعة .

جـدول (٥)

احتياجات أقصى حمل للصناعات الثقيلة والخفيفة ١٩٦٥ ــ ١٩٧٠ (ميجاوات)

المنطقـة	١٩٦٦/٦٥	١٩٦٧/٦٦	١٩٦٨/٦٧	١٩٦٩/٦٨	١٩٧٠/٦٩
القـاهرة	١٧ر١٦٥	٤١ر٧٤٠	١٠٢ر١٤٠	٢٠٦ر٩٦٥	٢١٠ر٩٦٥
الاسكندرية	٦ر٠٤٠	١١ر١٨٥	٩٧ر٨٠٠	١٠٤ر٩٣٠	١١١ر٥٠٠
السويس والدلتا	٨ر٢٧٥	٣٨ر٩٨٥	٤٨ر٨١٠	٨١ر٠٤٠	٨٦ر٥٤٠
الوجه القبلى	٥ر٣٠٠	١١ر٥٩٥	٣٠ر١٩٥	٣٠ر١٩٥	٣٠ر١٩٥
اسوان وقنـا	٨ر٠٠٠	١٧ر٠١٥	١٢١ر٢٩٥	٢٢٦ر٢٩٥	٣٢٨ر٠٩٥
اجمالى أقصى حمل لمشروع الخطة الثانية	٤٤ر٧٨٠	١٢١ر١٥٠	٤٠٠ر٢٤٠	٦٤٩ر٤٢٥	٧٦٧ر٢٩٥
اجمالى أقصى حمل ٥١٩ لمشروعات الخطتين الأولى والثانية	٥٦٤	٦٤٠	٩١٩	١١٦٨	١٢٦٨

أقصى حمل من جميع محطات التوليد بالجمهورية عام ١٩٦٥ : ٧٩٥ ميجاوات .

وتنمية الانتاج الزراعى تتحقق عن طريقين اثنين :

١ ــ تنمية على المستوى الرأسى وهى تؤدى الى زيادة الحاصلات من نفس الرقعة المزروعة بواسطة تحسين وسائل زراعتها وتسميدها وادخال الآلة الميكانيكية فى أعمال الزراعة ، وقيام الجمعيـات التعاونية لمعاونة الفلاحين ذوى الملكيات الصغيرة فى استغلال أرضهم على أكمل وجه ، ثم ما بدأ من مشروعات جديدة لتجميع الفلاحين ذوى الملكيات الصغيرة فى زمامات كبيرة وادخال نظام الدورة الزراعية بين أراضيهم يتكاتفون فيها لتحقيق أقصى عائد من ملكياتهم . وأخـيرا مشروعات التنظيم الزراعى الذى سيتولى الاشراف عـلى النشاط الزراعى منذ خطواته الأولى كتوفير البذرة وتمهيد الأرض الى تسويق المحصولات الزراعية الى التصنيع الريفى لأكبر حجم من هذه الحاصلات .

٢ ــ أما التوسع على المستوى الأفقى فهو الذى يهدف الى زيادة مساحة الرقعة الزراعية الحالية . ففى خلال العشرين سنة التى سبقت الثورة لم تتجاوز جملة المساحات التى تم استصلاحها ٤٥ الف فدان .. وبعد أن سيطر الشعب على وسائل وأجهزة الانتاج تم استصلاح ١١٩ر٣٣٠ فـدان فى عام واحد (١٩٦٣/٦٢) ، أى أن العمل الثورى استصلح فى سنة واحدة ما يقرب من ثلاثة أمثال ما تم استصلاحه فى عشرين سنة قبلها .

وخلال الخطة الخمسية الأولى تم اسـتصلاح ٦٣٢ر٢٠٠ فدان بالاضافة الى تحويل ٧٠٠ الف فدان من رى الحياض حيث كانت تزرع مرة واحدة الى رى دائم وأصبحت تزرع ثلاث مرات طـوال العام كله .

وتهدف الخطة الخمسية الثانية الى استصلاح ٨٥٠ر٠٠٠ فدان فى الوادى الجـديد وزراعة ٢٥٠ر٠٠٠ ألف فدان من الصحراء وضمان زراعة ٧٠٠ ألف فدان أرز سنويا لمقابلة احتياجات الشعب ولتدعيم صادراتنا الزراعية الى الخارج . كمـا تهدف الخطة الثانية الى مشروعات تحسين شامل للصرف فى جميع الأراضى مما سوف يزيد انتاجها الزراعى بنحو ٢٠٪ . ولا شك أن الانتصار فى بناء السد العالى هو الذى يمكن المجتمع الاشتراكى فى المرحلة الحالية والمقبلة من توفير المياه والطـاقة الكهربية اللازمتين لتنفيذ هذا التوسع الزراعى فى مساحة مليونى فدان تضاف الى الرقعة الحالية وهى ٦ر١ مليون فدان أى يحقق العمل الثورى زيادة قدرها ٣٠٪ من مساحة الرقعة المزروعة حاليا . وقد قدرت احتياجات هذه المشروعات الى أحمال قصوى كهربية على الوجه التالى :

٣١٦ ميجاوات لمشروعات اسـتصلاح الأراضى داخل الوادى .

١٨١ ميجاوات لمشروعات اسـتصلاح الأراضى الصحراوية

وبذلك يكون المجموع ٤٩٧ ميجاوات . ولكن الاعتبارات الاقتصادية حتمت خفض القدرة الكهربية التى ستوجه لهذه الأغراض وغيرها من أغراض الرى والصرف الى ٣٣٣ ميجاوات مع مراعاة توقف بعض المشروعات مما يناسب هذا الفرق خلال فترة قصيرة يوميا خلال فترة ذروة الحمل للجمهورية .

وجدير بالذكر أن استصلاح هذه الأراضى وتوزيعها على العمال الزراعيين يدعم سيطرة الشعب على أداة رئيسية من أدوات الانتاج القومى وهى الأرض ـ وتزداد أهمية هذا الجانب وضوحا اذا تذكرنا حقيقة الأوضاع قبل ثورة الشعب فى ٢٣ يوليو ١٩٥٢ . فقد كان هناك مجتمع اقطاعى فيه ١٨٧٦ فردا بنسبة ٠ر٠٦ ٪ من مجموع الملاك يملكون ١٧٦ر١٠٠٠ فدان أى بمتوسط ٦٠٠ فدان لكل فرد اقطاعى منهم ، وجد بجانبهم ٢ر٦٤١ر٨٧٨ فردا بنسبة ٩٤ر٥ ٪ من مجموع الملاك يملكون ٢ر١٢١ر١٦٤ فدانا أى بمتوسط ١ ¼ فدان لكل فرد منهم ، وكان يسخر فى زراعة الاقطاعيات ٤ر٥ مليون عامل زراعى ممن لا يملكون يستغلهم الاقطاعيون ويستنزفون قواهم البشرية فى العمل بأراضيهم أو يؤجرون أراضيهم بايجارات مرتفعة لهم ، وكان هؤلاء الكادحون مضطرين الى العمل فيها خوفا من طردهم من الأرض وهى مصدر رزقهم الوحيد . ولم يقتصر أثر هذه الأوضاع فى تدهور المستوى الاقتصادى والاجتماعى لجماهير الفلاحين بل تعداه الى تدهور فى الأوضاع السياسية بسيطرة تحالف الاقطاعيين والرجعية على الحكم وانهيار القيم والاخلاقيات لدى الفئة الحاكمة والتابعين لها وانعكاس ذلك على النواحى الاجتماعية بصفة عامة . ان الاشتراكية العربية تؤمن بتوسيع الملكية الفردية للارض فى حدود لا تسمح بالاقطاع لأن التاريخ الطويل للعمل الزراعى فى أرض مصر قد أكد قدرة الفلاح على العمل المنتج اذا ما توافرت له الظروف الملائمة ، لذلك فهى تؤدى الى زيادة الانتاج فضلا عما تحققه من العدل بتوفير الفرصة لعدد كبير من جماهير الفلاحين فى الحصول على نصيب عادل من الثروة القومية .

(جـ) احتياجات الأغراض العامة وكهربة الريف :

احتياجات الأغراض العامة هى التى تخدم :

— المرافق العامة من محطات مياه شرب ومجارى والاضاءة العامة والمحال والورش والصناعات الحرفية والصغيرة .

— وسائل النقل الكهربى .

— الاضاءة والاستهلاكات المنزلية وغيرها .

وقد وجد أن معدل النمو السنوى لأقصى حمل يغذى هذه الاحتياجات فى كثير من البلدان الأخرى ثابت تقريبا ويساوى ١٠ ٪ ، وقد حسبت الأحمال القصوى للأغراض العامة على أساس نفس هذه القيمة لمعدل النمو لهذا الحمل ، وسيبلغ أقصى حمل لهذه الأغراض العامة ٤١٢ ميجاوات فى عام ١٩٧٠ . أما بالنسبة الى مشروعات كهربة الريف : فان سكان الريف يمثلون ٦٣ ٪ من سكان الجمهورية ونتيجة لطول عهود التخلف التى سادت الريف قبل ثورة الشعب فى ١٩٥٢ ، لم يرتفع المستوى الاقتصادى والاجتماعى والصحى لأهل الريف الى المستوى اللائق والمقارب من مستوى أهل المدن . واذا كانت احدى أهداف مشروعات الصناعة فى الخطة الثانية هى زيادة فرص العمل لاستيعاب ٢٥ ٪ من العمالة الزراعية وتحويلها الى عمالة صناعية للقضاء على البطالة الموسمية فى الريف ، الا أن استمرار الهجرة من الريف وتزايدها قد تصل الى المدى الذى يهدد الانتاج الزراعى لعدم توفر العمالة الكافية لمزاولة العمل فيه ، لذلك تشمل الخطة الخمسية الثانية على اقامة مشروعات صناعات صغيرة عديدة فى الأماكن التى توجد فيها تجمعات سكنية ريفية ليعمل فيها العمال الزراعيون خلال المواسم التى يقل فيها احتياجات العمل الزراعى اليهم . كما يهدف العمل الوطنى الى نشر التصنيع الريفى على مستوى القرية وتشجيع أهل الريف على الاهتمام والعمل فيه . هذه هى الملامح الرئيسية لرفع مستوى الريف المصرى وازالة الفارق الكبير الحالى بين القرية والمدينة فى المجتمع المصرى ، ضمانا للتوازن السليم بين أهل الريف وأهل المدن وكلا القطاعين دعامة للانتاج القومى وتطوير المجتمع .

وانعكس هذا الهدف الاجتماعي والاقتصادى فى خطة كهربة الجمهورية فاشتملت على ادخال الكهرباء الى ٢٠٠٠ قرية خلال الخطة الخمسية الثانية بمعدل ٤٠٠ قرية كل عام بقدرة ٥٠ كيلوات بصفة مبدئية لكل قرية ، والواقع ان ادخال الكهرباء الى القرية المصرية ستكون نقطة البدء وحجر الزاوية فى تطوير القرية المصرية بسرعة وقد قدرت احتياجات مشروعات كهربة الريف من اقصى حمل بمقدار ١٠٠ ميجاوات ، واصبح بعد تنفيذ بعض مشروعات الخطة الخمسية الاولى تنفيذ مشروعات كهربة الريف لا يمثل عبئا من النقد الأجنبى على الشعب ، لأن جميع المعدات اللازمة لكهربة الريف من محولات واعمدة ومواصلات الومنيوم ومفاتيح وغيرها يتم تصنيعها فى الجمهورية فى الوقت الحالى .

حساب احتياجات أقصى حمل الجمهورية خلال ١٩٦٥ – ١٩٧٥ :

لحساب اجمالى اقصى حمل للجمهورية خلال شهر يناير خلال الفترة ٦٥/١٩٧٠ ، جمعت مفردات الأحمال القصوى للصناعة والزراعة والأغراض العامة وكهربة الريف كما هو مبين فى جدول (٦) ثم اضيف الى مفردات كل غرض منها أقصى حمل له فى شهر يناير من العام السابق لهذه الفترة أى عام ٦٤/١٩٦٥ . وتكشف الأرقام فى هذا الجدول عن أن اقصى حمل للجمهورية فى شهر يناير من كل عام بعد ان تضاعف مرة واحدة خلال الخطة الخمسية الأولى – سوف يكون قد تضاعف ستة مرات خلال عشرة سنوات فى العالم من قبل . ويؤكد واقعية هذا الاستنتاج اذا قورن معدل النمو الاقتصادى كله فى الجمهورية خلال فترة الخطة الخمسية الأولى بمعدلات النمو الاقتصادى فى الدول الأخرى على اختلاف نظمها واوضاعها خلال نفس الفترة ، فهى :

فى الدول النامية فى مجموعها : ٤ر٤ ٪

فى الدول الراسمالية الصناعية المتقدمة فى مجموعها ٥ر٥ ٪ بالرغم من توفر جميع امكانيات التنمية .

فى الاتحاد السوفيتى ٣ر٦ ٪ بالرغم من توفر جميع امكانيات التنمية فى الجمهورية العربية المتحدة ٤ر٧ ٪

جدول (٦)

اجمالى احتياجات اقصى حمل سنوى للجمهورية ٦٥ – ١٩٧٠ (ميجاوات)

أغراض الأحمال	٦٥/٦٤	٦٦/٦٥	٦٧/٦٦	*٦٨/٦٧	٦٩/٦٨	٧٠/٦٩	
الصناعة	٥١٩	٥٦٤	٦٤٠	٩١٩	١١٦٨	١٢٨٦	٧٦ ٪
استصلاح اراضى زراعية واراضى صحراوية	٢١	١٢٠	١٩١	٢٥٩	٢٩٨	٣٣٣	
اغراض عامة	٢٥٥	٢٨٠	٣٠٨	٣٤٠	٣٧٥	٤١٢	٢٤ ٪
مشروعات كهربة الريف		٢٠	٤٠	٦٠	٨٠	١٠٠	
اجمالى اقصى حمل للجمهورية	٧٩٥ **	٩٨٤	١١٧٩	١٥٧٨	١٩٢١	٢١٣١	١٠٠٪

(*) يتم الربط بين شبكة ٥٠٠ ألف كيلو فولت من السد العالى فى الوجه القبلى مع شبكة ٢٢٠ الف كيلو فولت فى الوجه البحرى خلال عام ٦٧/١٩٦٨ .

(**) كان اجمالى اقصى حمل للجمهورية فى عام ٥٩/١٩٦٠ هو ٣٧٨ ميجاوات .

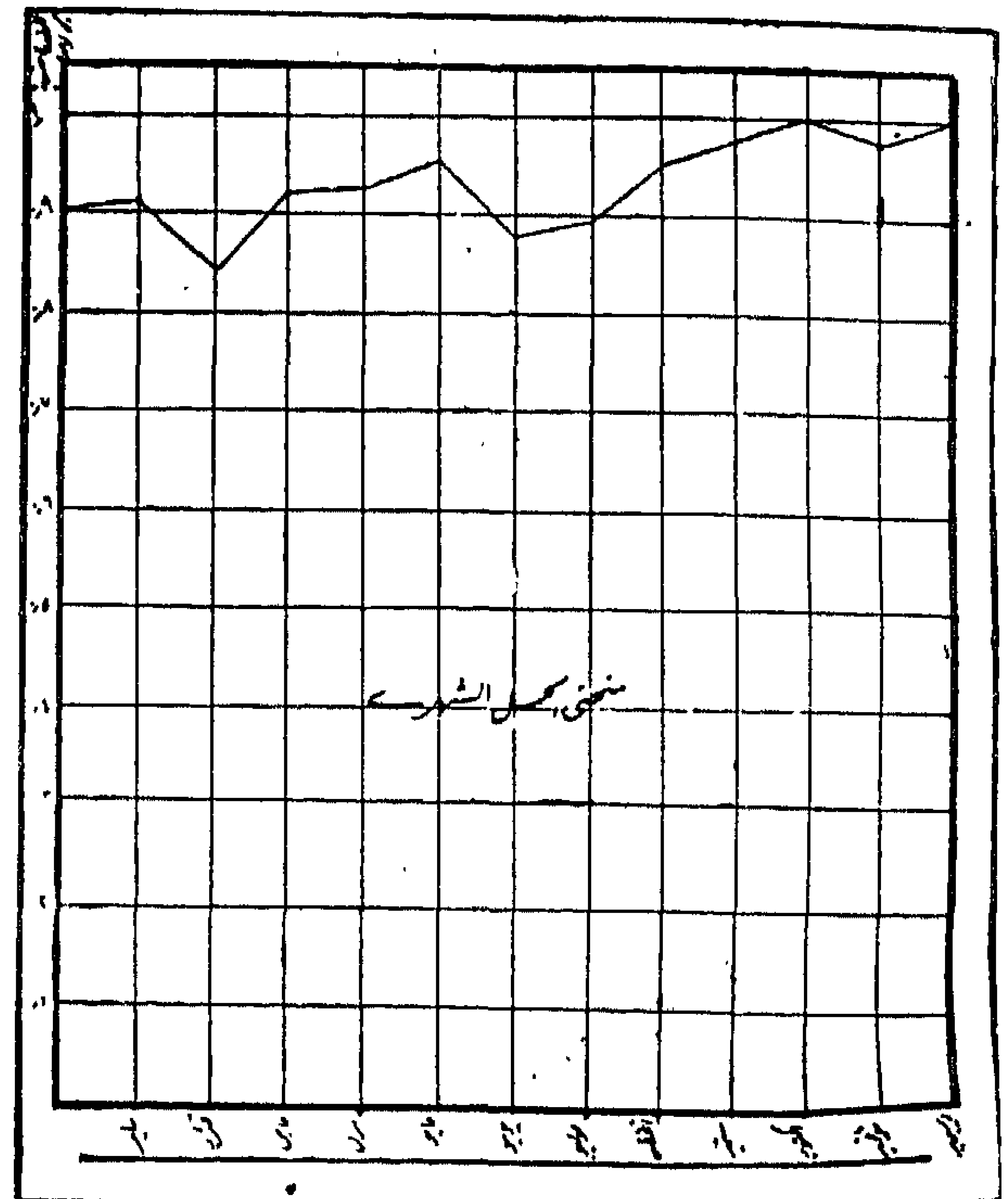
ان هذه الأرقام تكشف عن حقائق هامة ، يحتم الواجب الوطني على كل عربي في مصر وفي الوطن العربي الشامل أن يعرفها كل المعرفة وأن يعيها كل الوعي وأن يدركها كل الادراك .

١ ــ مدى الجهود والعمل الذى قام به الشعب فى تنفيذ أول خطة تنمية فى تاريخه ، بالرغم من المصاعب الضخمة التى واجهتنا .

٢ ــ حتمية الثورة الاشتراكية فى يوليو ١٩٦١ ، فأن اجراءات التحول الاشتراكى وسيطرة الشعب على أدوات الانتاج كان السبيل الوحيد الذى يحتمه الأسلوب العلمى للعمل الثورى ، فقد مكنت توفير المدخرات اللازمة لتنفيذ الخطة ولم يكن من سبيل آخر لتوفيرها .

٣ ــ ايمان وثقة الشعب فى قدراته على العمل الثورى الكبير الذى يقبل عليه فى الثورة الصناعية التى تنطلق مع بدء خطة التنمية الثانية لبناء المجتمع الاشتراكى فى مصر .

تبعا لتغير احتياجات الجمهورية الى الطاقة والاحمال الكهربية تتغير الاحمال القصوى للجمهورية من شهر الى آخر ، ويوضح رسم (٩) العلاقة النسبية بين هذه الاحمال القصوى خلال الأشهر



رسم (٩) ــ منحنى الحمل الشهرى

المختلفة فى الجمهورية . وهــذه العلاقة النسبية ثابتة تقريبا للسنوات المختلفة ، وعلى أساسه حسبت الاحمال القصوى المطلقة للجمهورية التى تتواجد خلال شهرى اكتوبر وديسمبر خلال كل سنة . آخذين فى الاعتبار الاحمال القصوى للجمهورية خلال شهر يناير والموضحة فى جدول (٦) . ويبين جدول (٧) احتياجات أقصى حمل سنوى والطاقة الكهربية للجمهورية ومتوسط الطاقة الكهربية للفرد الواحد سنويا خلال العشر سنوات ١٩٧٥/٦٥ . ويعتبر متوسط الطاقة الكهربية السنوية للفرد الواحد احد المعايير الأساسية لقياس تقدم المجتمع الحديث والمقارنة بين الدول من حيث التقدم . وقد كانت الثورة الاشتراكية فىهذا الميدان تجربة رائدة وسباقة حيث وصل مدى التقدم فى عام ١٩٦٥ أكثر من أربعة أضعاف ما كان عليه نصيب الفرد عند قيام ثورة الشعب فى ١٩٥٢ ، كما يوضح جدول (٧) أن خطة التنمية الثانية تحقق للشعب مضاعفة التقدم الحالى فى خمسة اعوام

وخلال الفترة ٧٠ ــ ١٩٧٥ حسبت تقديرات الأحمال القصوى السنوية واحتياجات الطاقة الكهربية على أساس معدل نمو سنوى قدره ١٠٪ . ويترتب على هذا المعدل للنمو أن تتضاعف الأحمال القصوى للجمهورية كل سبعة سنوات وبالمقارنة مع الدول الأخرى التى سبقت فى اقامة قواعدها الاقتصادية والصناعية ، نجد أن معدل النمو فيها للاحمال القصوى قد استقر على ٧ ٪ وفترة مضاعفتها على عشرة سنوات . والأسس التى بنى عليها تحديد ١٠٪ لهذا المعدل للنمو هى :

١ ــ حتمية استمرار العمل الثورى فى مشروعات التنمية بعد عام ١٩٧٠ حتى تنتهى من استكمال تشييد البنيان الاقتصادى والصناعى القوى الذى يحقق للشعب هدفه الكبير من الكفاية والعدل .. وأن العمل الوطنى خلال الخطة الخمسية الثانية انما يرسى دعائم القاعدة الاقتصادية والصناعية ويحقق اهدافا كثيرة منها تحقيق زيادة فى الدخل القومى تبلغ ٦٠ ٪ خلال خمسة سنوات وتوفير العمل لكل فرد ورفع المستوى الاجتماعى لجماهير الشعب وزيادة الخدمات وتحقيق شوط حاسم نحو الاكتفاء الذاتى النسبى فى مفهوم الدول المتقدمة حاليا بجانب ابعادا هامة أخرى لأهدافنا من العمل الوطنى فى الداخل والخارج ، ولكن هنالك

جدول (٧)

تطور احتياجات أقصى حمل والطاقة سنويا للجمهورية ١٩٦٥ ــ ١٩٧٥ ومتوسط الطاقة المنتجة للفرد الواحد سنويا

العام	أقصى حمل سنويا ميجاوات (اكتوبر ــ ديسمبر)	الطاقة السنوية المنتجة ٦١٠ × ميجاوات ساعة	متوسط الطاقة المنتجة للفرد سنويا كيلوات ساعة/الفرد
١٩٦٥	٩٨٤	—	٢٠١
١٩٦٦	١١٧٩	—	—
١٩٦٧	١٥٧٨	١٠ر٢	٣٠٣
١٩٦٨	١٩٢١	١١ر٦	—
١٩٦٩	٢١٣١	١٢ر٩	—
١٩٧٠	٢٣٤٤	١٤ر١	٤١٥
١٩٧١	٢٥٧٨	١٥ر٦	—
١٩٧٢	٢٨٣٥	١٧ر٢	—
١٩٧٣	٣١١٨	١٨ر٩	٥١٧
١٩٧٤	٣٤٢٩	٢٠ر٧	—
١٩٧٥	٣٧٥٠	٢٢ر٧	٦٨٤

معامل الحمل الشهرى ٩٤٪
معامل الحمل اليومى ٧٣ر٥٪
معامل الزيادة فى السكان ٢ر٥ ٪

متوسط الطاقة المنتجة للفرد سنويا
عام ١٩٥٢ : ٤٧ كيلوات ساعة للفرد
عام ١٩٦٠ : ١٠٢ كيلوات ساعة للفرد

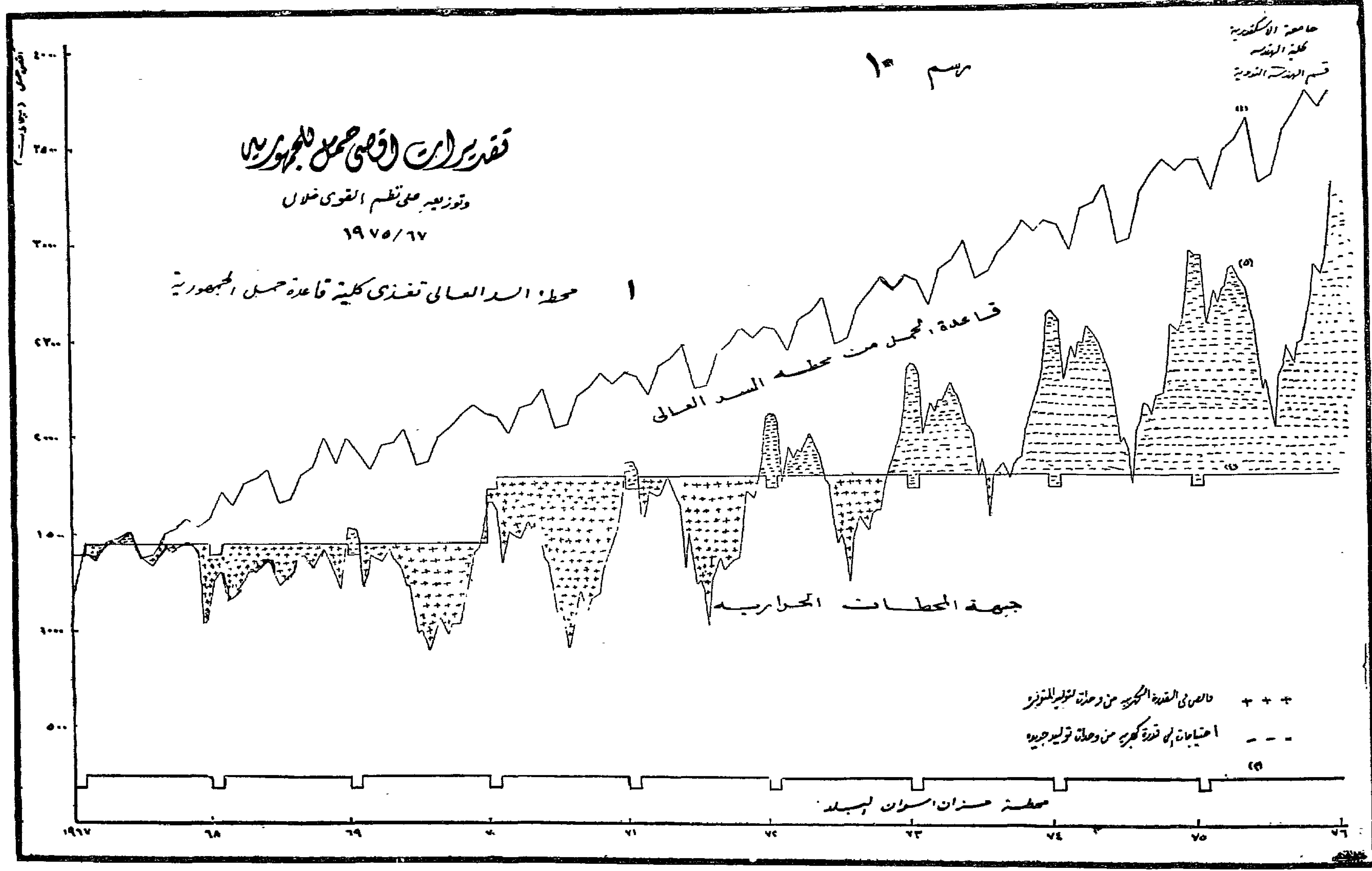
حتمية فى ان تستمر عملية بناء المجتمع فى حاجة الى المزيد من العمل الثورى المستمر فى جميع المجالات وخاصة الصناعة . وبعد تنفيذ الخطة الخمسية الثانية ستتوفر لنا امكانيات أكبر بكثير ــ كما حدث بعد الخطة الأولى ــ مما سيدفعنا الى الانطلاق فى العمل لبناء المجتمع الاشتراكى بخطوات اقوى وأسرع بكثير من المعدل الحالى .

٢ ــ بالرغم من الصعوبات الضخمة التى قابلناها خلال الخطة الخمسية الأولى فقد حققنا معدلات تقدم وتنمية تفوق جميع الدول النامية والمتقدمة الراسمالية منها والاشتراكية .

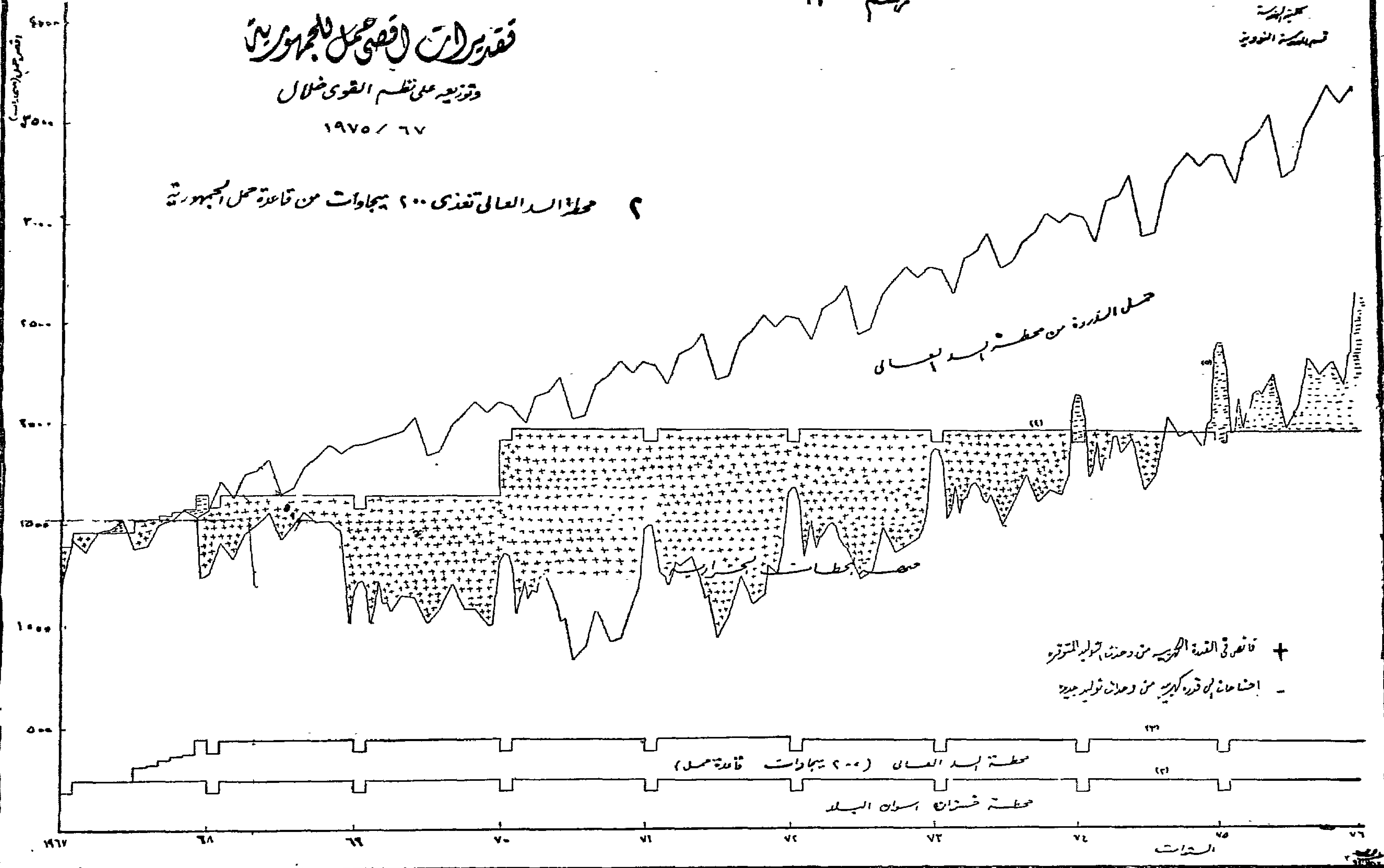
٣ ــ ان الشعب ــ وهو المعلم الأول ــ يعى تماما ابعاد اهدافه الكبرى من حرية بمعناها الشامل واشتراكية تقوم على الكفاية والعدل ووحدة شاملة وهو يدرك أهمية استمراره فى العمل الثورى فى عملية بناء المجتمع وابعاد هذا العمل حتى يحقق هذه الأهداف الكبرى .

من هذا الواقع ، كانت هنالك رغبة شديدة فى رفع معدل النمو الذى يتم على أساسه تقدير الأحمال القصوى بعد عام ١٩٧٠ الى أكثر من ١٠ ٪ ولكن موضوعية الدراسة والأسلوب العلمى الذى يحتم قيامها على أسس تخطيطية علمية سليمة واقعية تماما وقفت بهذا المعدل للنمو عند ١٠ ٪ سنويا ، حتى توضع خطة التنمية الثالثة وتفصيلات مشروعاتها ، والدراسة التخطيطية للخطة الثالثة لا بد وأن تبدأ فور وضع الخطة الثانية فى مرحلة التنفيذ .

والخطوة الأخيرة بعد حساب احتياجات الجمهورية من الأحمال القصوى السنوية ، وقعت الأحمال القصوى لكل شهر خلال العشرة سنوات حتى ١٩٧٥ على الرسومات النهائية لهذه الدراسة (رسومات ١٠ ، ١١ ، ١٢ ، ١٣ ، ١٤) .



جامعة الاسكندرية
كلية الهندسة
قسم الهندسة النووية
رسم ١٠
تقديرات اقصى حمل للجمهورية
وتوزيعه على نظم القوى خلال
١٩٧٥/٦٧
١ محطة السد العالى تغذى كلية قاعدة حمل الجمهورية
قاعدة الحمل من محطة السد العالى
جبهة المحطات الحرارية
+ + + ناقص فى القدرة الكهربية من وحدات التوليد المتوفرة
- - - احتياجات إلى قدرة كهربية من وحدات توليد جديدة
محطة خزان اسوان البلد
١٩٦٧
٦٨
٦٩
٧٠
٧١
٧٢
٧٣
٧٤
٧٥
٧٦


جامعة الإسكندرية
كلية الهندسة
قسم الهندسة النووية
رسم "١١"
تقديرات أقصى حمل للجمهورية
وتوزيعه على نظم القوى خلال
٦٧ / ١٩٧٥
٢ محطة السد العالى تغذى ٢٠٠ ميجاوات من قاعدة حمل الجمهورية
حمل الذروة من محطة السد العالى
محطات حرارية
+ ناقص فى القدرة الكهربية من وحدات التوليد المتوفرة
- احتياجات إلى قدرة كهربية من وحدات توليد جديدة
محطة السد العالى (٢٠٠ ميجاوات قاعدة حمل)
محطة خزان أسوان البلد
أقصى حمل (ميجاوات)
٤٠٠٠
٣٥٠٠
٣٠٠٠
٢٥٠٠
٢٠٠٠
١٥٠٠
١٠٠٠
٥٠٠
١٩٦٧
٦٨
٦٩
٧٠
٧١
٧٢
٧٣
٧٤
٧٥
٧٦
السنوات

جامعة الاسكندرية
كلية الهندسة
قسم الهندسة النووية

رسم "١٣"

تقديرات أقصى حمل للجمهورية
وتوزيعه على نظم القوى خلال
١٩٧٥/٦٧

٣ محطة السد العالي تغذى ٣٠٠ ميجاوات من قاعدة حمل الجمهورية

(ميجاوات)
٤٠٠٠
٣٥٠٠
٣٠٠٠
٢٥٠٠
٢٠٠٠
١٥٠٠
١٠٠٠
٥٠٠

حمل الذروة من محطة السد العالي

جبهة المحطات الحرارية

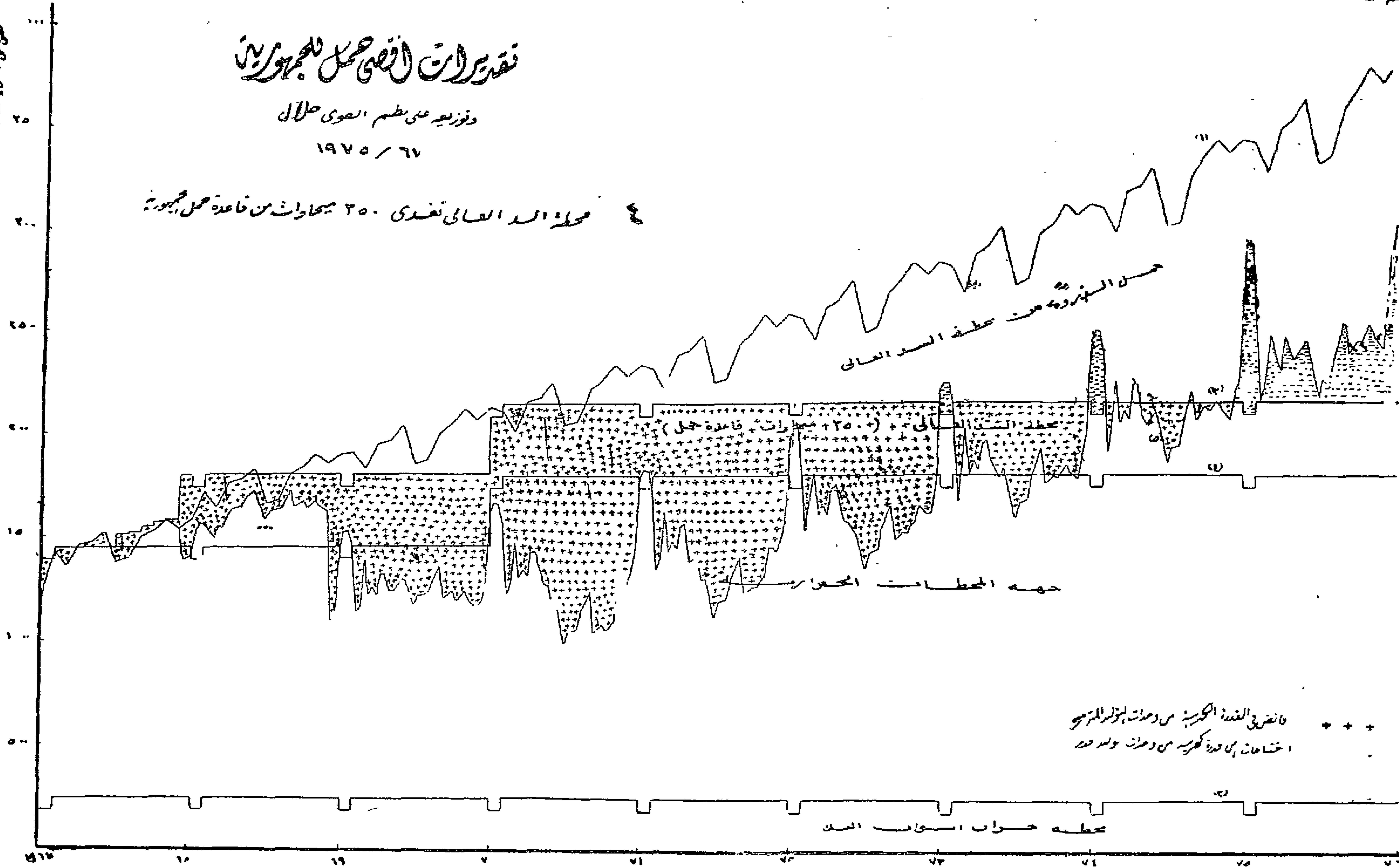
+ + + ناقص في القدرة الكهربية من وحدات التوليد المتوفرة
- - - احتياجات من قدرة كهربية من وحدات توليد جديدة

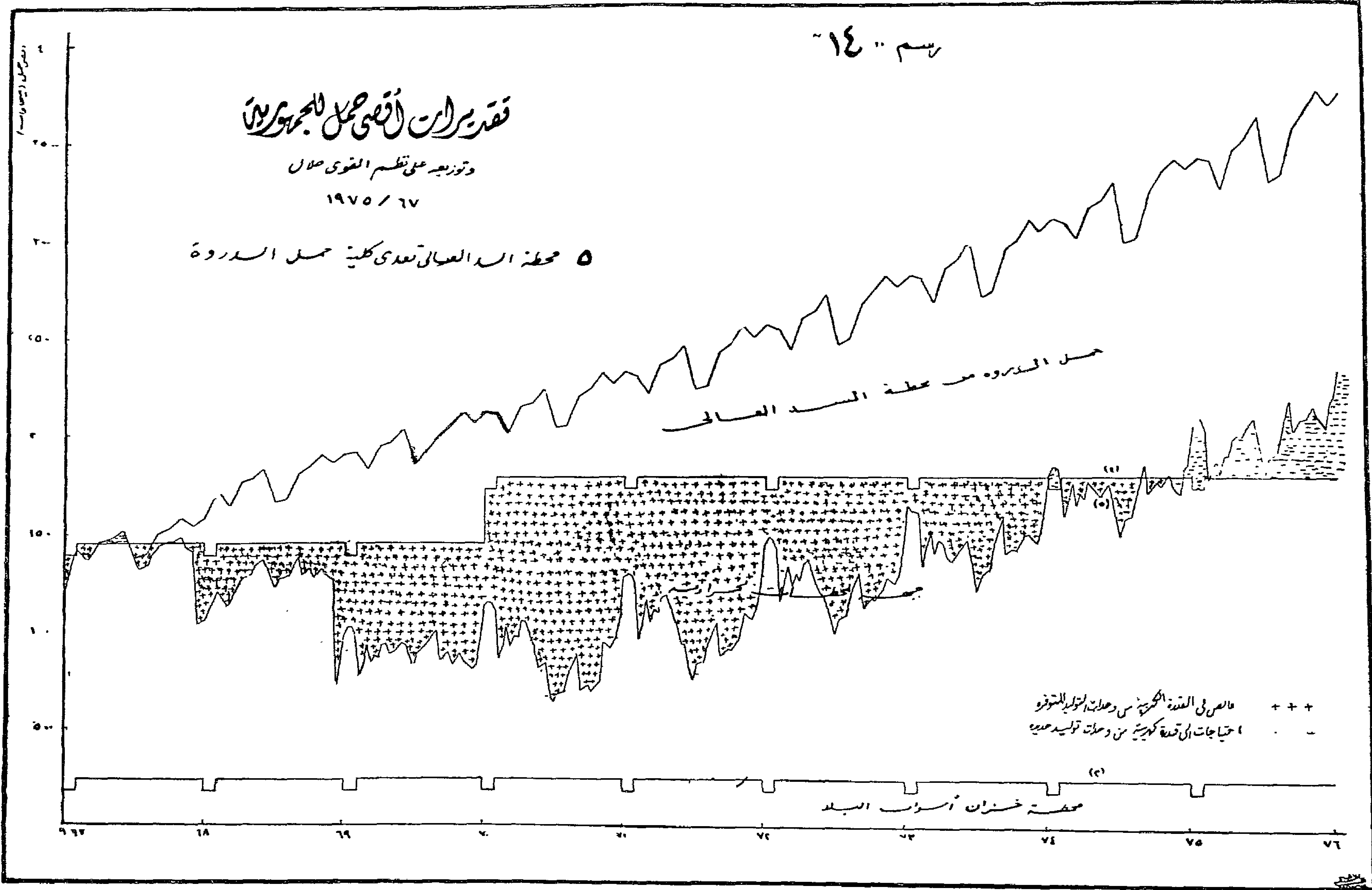
محطة السد العالي ٣٠٠ ميجاوات قاعدة حمل)

محطة خزان اسوان البلد

(٢) (٣) (٤) (٥)

١٩٦٧ ٦٨ ٦٩ ٧٠ ٧١ ٧٢ ٧٣ ٧٤ ٧٥


رسم "١٣"
تقديرات أقصى حمل للجمهورية
وتوزيعه على نظم القوى خلال
١٩٧٥/٦٧
محطة السد العالي تغذي ٢٥٠ ميجاوات من قاعدة حمل الجمهورية
حمل الذروة من محطة السد العالي
محطة السد العالي + (٢٥٠ ميجاوات قاعدة حمل)
محطة خزان أسوان الثانية


رسم "١٤"
تقديرات أقصى حمل للجمهورية
وتوزيعه على نظم القوى
٦٧ / ١٩٧٥
٥ محطة السد العالى تعدى كلية حمل الذروة
حمل الذروة من محطة السد العالى
+ + + ناقص فى القدرة الكهربية من وحدات التوليد المتوفرة
- . احتياجات الى قدرة كهربية من وحدات توليد جديدة
محطة خزان أسوان البلد
٢٥٠٠
٢٠٠٠
١٥٠٠
١٠٠٠
٥٠٠
١٩٦٧
٦٨
٦٩
٧٠
٧١
٧٢
٧٣
٧٤
٧٥
٧٦

٤ ــ دراسة امكانيات توفير الطاقة الـكهربيةوالأحمال فى الجمهورية حتى عام ١٩٧٥

يمكن تقسيم وحدات التوليد التى تقوم بتوفير الطاقة والأحمال الكهربية للجمهورية حسب نوعيتها الى ثلاثة أقسام :

(أ) الجبهة الحرارية :

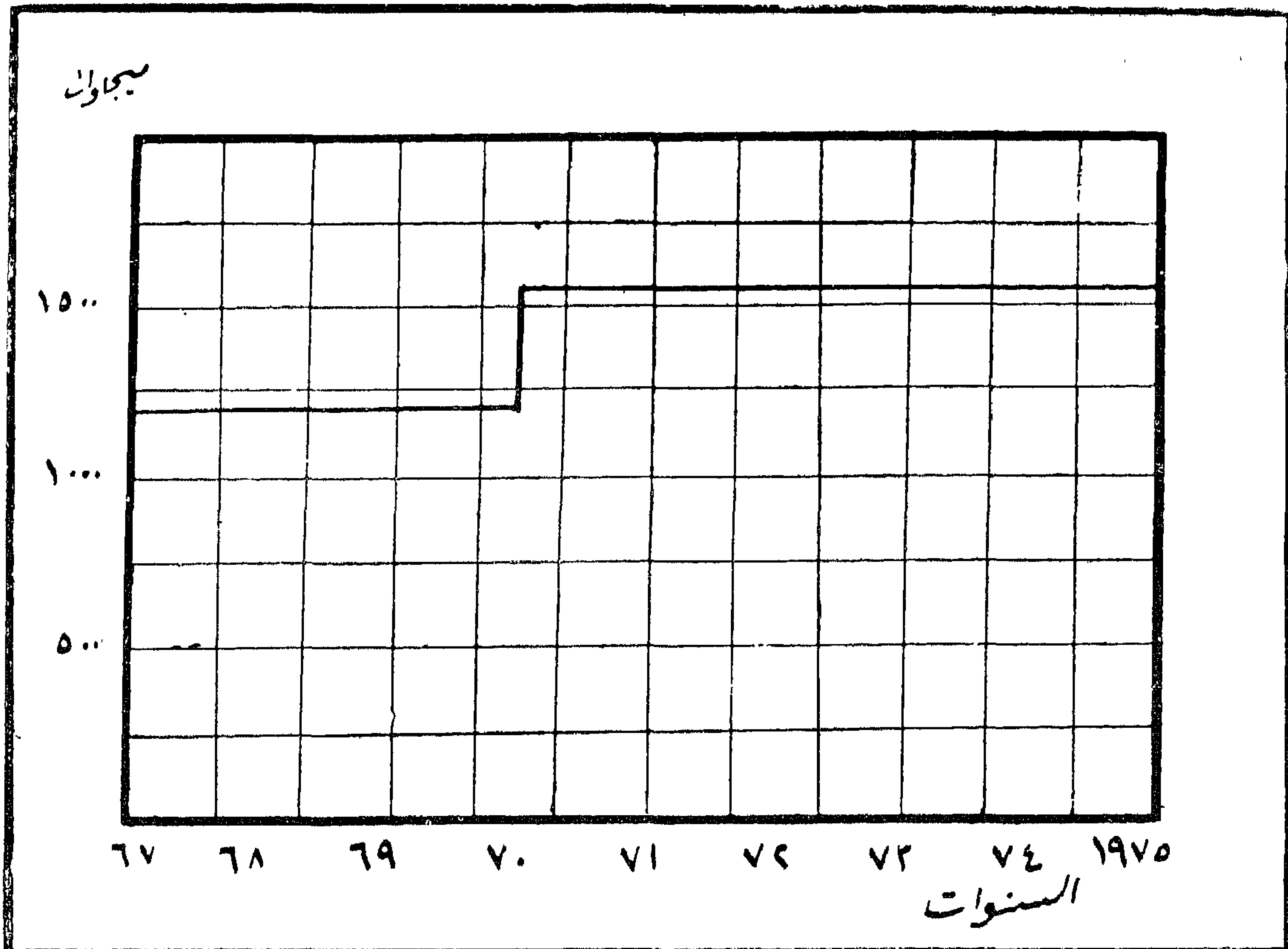
وتشمل العدد الكبير من المحطات الحرارية التى تقوم بتغذية الجزء الأكبر من احتياجات الطاقـــة والأحمال فى الوقت الحالى وفى عام ١٩٦٧ تبلغ قدرة وحداتها المركبة ١٥٠٧ ميجاوات والقدرة المضمونة لها ١٢٠٦ر٥٧ ميجاوات ، وطبقا للتخطيط الحالى يتم اقامة محطتين حراريتين فى المكس والاسماعيلية بقدرة مركبة لكل منهما قدرها ٢٠٠ ميجاوات ويبدأ تشغيلهما فى بدء عام ١٩٧٠ ، وبذلك ترتفع القدرة المركبة للجبهة الحرارية الى ١٩٠٧ ميجاوات والقدرة المضمونة لها الى ١٥٤٦ر٥٧ ميجاوات ، وقد حسبت القدرة المضمونة لهذه الجبهة على أساس أكبر وحدة فيها وقدرتها ٨٧ر٥ ميجاوات مع معامل احتياطى قدره ٨٥ ٪ ، ويبين رسم (١٥) القدرة المضمونة للجبهة الحرارية البخارية حتى عام ١٩٧٥

(ب) محطة القوى النووية :

وقد تم البت فى العروض المقدمة لاقامتها ولكن الاجراءات النهائية للبدء فى اقامتها لم تنته بعـــد ، ولذلك لم تؤخذ فى الاعتبار فى هذه الدراسة . وقدرة هذه المحطة النووية ١٥٠ ميجاوات وستقام فى برج العرب .

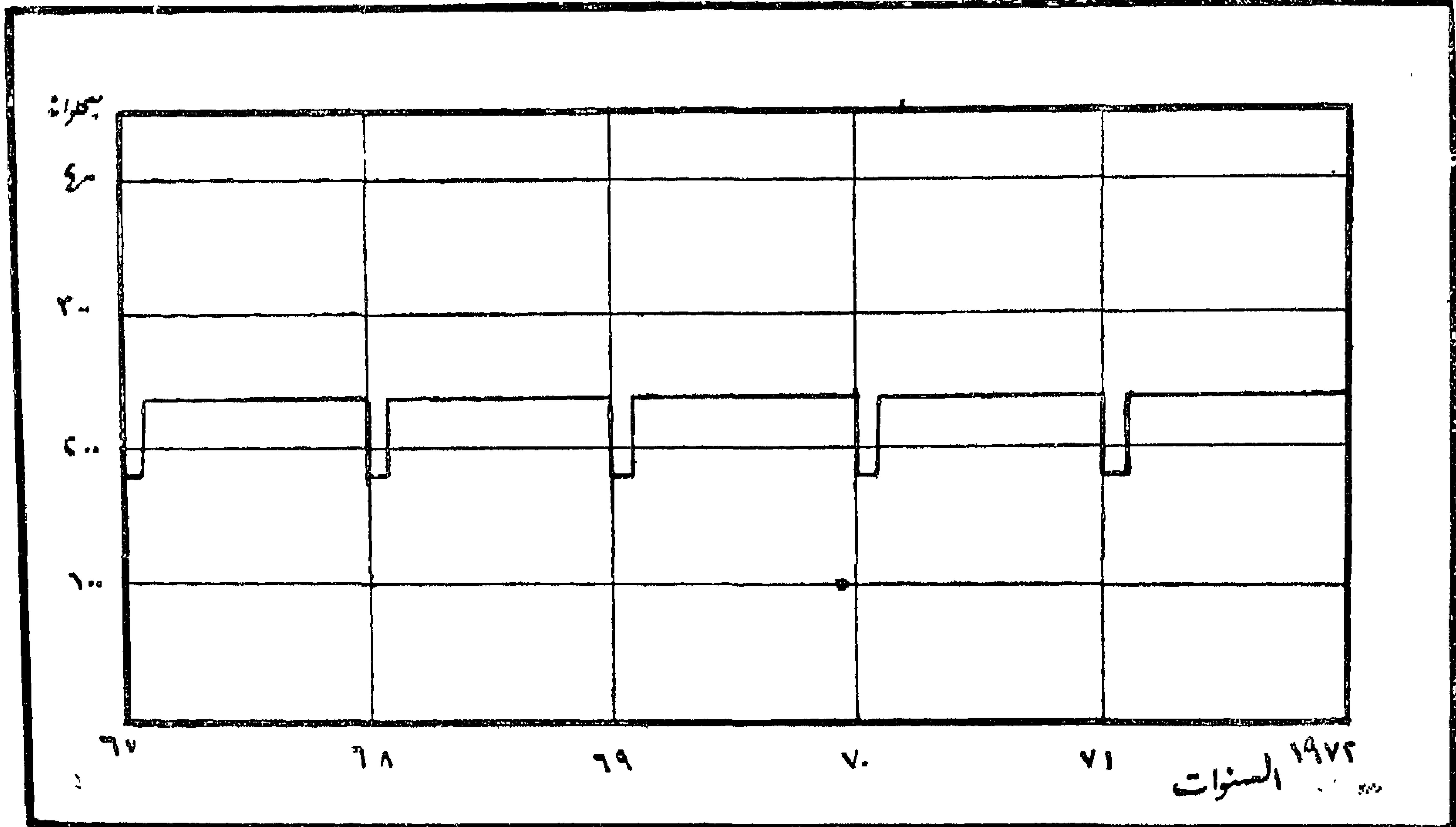
(ج) الجبهة الهيدروكهربية :

١ ــ **محطة خزان أسوان البلد :** وقدرتها المركبة ٣٠٠ ميجاوات وتغذى منطقة أسوان بقدرة مضمونة قدره ٢٤٠ ميجاوات ثابتة ومستمرة طوال أشهر السنة ماعدا خلال شهر يناير فينقص حملها حينئذ الى ١٨٠ ميجاوات كما يتضح فى رسم (١٦) .



رســم ١٥ القدرة المضمونة للجبهة الحرارية البخارية

رسم ١٦ – القدرة المنتجة فى محطة خزان أسوان البلد



٢ – محطة القوى الكهربية بالسد العالى :

فيما يلى موجز عن الاعتبارات السالف ذكرها فى بداية هذه المقالة ، والتى حسبت على أساسها الطاقة والقدرات الكهربية المنتجة يوميا من محطة السد العالى .

١ – وجود تصرف يومى معين من مياه السد تحدده احتياجات الزراعة والملاحة ، ويتغير حجم هذا التصرف اليومى كل عشرة أيام على مدار السنة .

٢ – هذا التصرف اليومى من المياه يتم على متوسط منسوب أمام السد ، وهذا المنسوب يزداد بمعدل ذى فاعلية ظاهرة خلال السنوات الأولى لتخزين المياه فى بحيرة ناصر ، ويقل هذا المعدل كثيرا عند ارتفاع هذا المنسوب الى حده الاقصى للزيادة الكبيرة فى مسطح بحيرة التخزين بالقرب من أقصى منسوب أمام السد . الضاغط الصافى هو الفارق بين المنسوب أمام وخلف السد بعد خصم الفاقد منه خلال مرور المياه فى القنوات والفتحات المؤدية الى التوربينات ، والضاغط الصافى يؤثر فى حجم القدرة المنتجة من وحدات التوليد فى المحطة .

٣ – تكمن فى التصرف اليومى للمياه بالترابط مع متوسط المنسوب أمام السد الذى يتم على هذا التصرف ، كمية محددة من الطاقة يتحتم استغلالها كاملة بتمرير التصرف اليومى كله فى توربينات وحدات التوليد ، وبذلك تتحول شكل هذه الطاقة الى طاقة كهربية ذات حجم محدد يوميا .

٤ – هذا الحجم من الطاقة الكهربية اليومية يمكن استغلالها باحدى الكيفيات الآتية كما هو موضح فى رسم (٢) :

(أ) بأن تعمل محطة السد العالى « كمحطة ذروة الأحمال للجمهورية » وفى هذه الحالة تغذى المحطة الأحمال خلال فترة الذروة بحيث تغطى مساحة من منحنى الحمل اليومى عند ذروته تتساوى مع حجم الطاقة الكهربية المحددة المنتجة من المحطة .

(ب) بأن تعمل محطة السد العالى « كمحطة قاعدة الحمل للجمهورية » وفى هذه الحالة تغذى المحطة جزءا ثابتا مستمرا طوال الأربعة والعشرين ساعة فى المنحنى اليومى ، بحيث تغطى مساحة مستطيلة معينة يحددها حجم الطاقة الكهربية المنتجة فى هذا اليوم ، ويمثل البند الراسى لهذه المساحة الحمل الذى تتحمله المحطة خلال هذا اليوم .

(جـ) بأن يجمع تشغيل المحطة الكيفيتين السابقتين بنسب متفاوتة .

خطوات حساب الطاقــة والأحمال المنتجة من المحطة :

على أســاس البيانات اليوميــة عن متوسط المنسوب أمام السد والتصرف اليومى من المياه من السد ، اتبعت الخطوات الآتية :

(أ) محطة قاعدة الحمل :

١ ـ حساب الضاغط الصــافى وبواسطته يتم تحديد القدرة التى تنتجها وحدة التوليد عند هذا الضاغط والتصرف من المياه اللازم عند هذا الضاغط الصافى لكل وحدة توليد ، طبقا لخواص التوربينة ووحدة التوليد المبينة فى رسم (١) .

٢ ـ ناتج قســمة اجمالى التصرف اليومى من السد العالى على التصرف اللازم لكل وحدة توليد يمثل عدد وحدات التوليد اللازم تشغيلها لتحويل كل الطاقة المتواجدة فى التصرف اليومى الى طاقة كهربية ، ويراعى الا تزيد عدد هذه الوحدات عــن الوحدات المركبة فعلا فى ذلك الوقت مخصوما منها وحدة أو وحدتين تبعا لعددها .

٣ ـ حصيلة ضرب القدرة الناتجة فى (١) × وحدات التوليد اللازم تشغيلها مع اعتبار كفاءة المولد الكهربى ٩٤ ٪ ، تحدد القدرة الثابتة المستمرة طوال الأربعة والعشرين ساعة التى يمكن أن تنتجها المحطة والتى تمثل الجزء من قاعدة الحمل التى ســوف تتحمله المحطة فى هذا اليوم اذا ما عملت « كمحطة قاعدة حمل للجمهورية » كما هو موضح فى رسم (٢)

٤ ـ حصيلة ضرب هذه القدرة الثابتة المستمرة × ٢٤ ساعة تمثل الطاقة الكهربية المنتجة من محطة السد العالى خلال هذا اليوم ، ويجمع الطاقةالكهربية اليومية على مــدار السنة تحسب الطاقة الكهربية السنوية المنتجة من محطة السد العالى .

(ب) محطة ذروة الحمل :

٥ ـ تحديد الجــزء فى المنحنى اليومى للحمل (وهو يمثل المنحنى اليومى ذا اقصى حمل خلال الشهر) عند فترة ذروة الأحمال ، الذى تتساوى مساحته مع حجم الطاقة الكهربية المنتجة من محطة السد العالى من (٢) ، وبعد تحديد هذه المساحة فى المنحنى اليومى ، يمكن تعيين الجزء الذى تتحمله المحطة فى هذا اليوم ، بشرط أن يقل هذا الحمل عن حصيلة ضرب القدرة المنتجة من وحدة التوليد التى يحددها الضاغط الصافى من (١) عدد الوحدات التى يسمح بتشغيلها طبقــا للبرنامــج الزمنى لتنفيذ المحطة ، والا فالأقل منهما هو أقصى حمل تتحلمه المحطة خلال هذا اليوم .

جـدول (٨)
ادنى واقصى قدرة منتجة من محطة السد العالى ١٩٦٧ ـ ١٩٧٥ عند تشغيلها :
١ ـ كمحطة لقاعدة حمل الجمهورية
٢ ـ كمحطة لذروة حمل الجمهورية

العـام	عدد الوحدات		محطة قاعدة الحمل		محطة ذروة الحمل	
	المركبة	المنتجة	أدنى قدرة	أقصى قدرة	أدنى قدرة	أقصى قدرة
١٩٦٧ (ديسمبر)	٤	٣	٣٨٩	٣٨٩	٣٨٩	٣٨٩
١٩٦٨ (ديسمبر)	٨	٧	٥٤٣	٧٠٢	٩٢٥	١٠٢٤
١٩٦٩ (ديسمبر)	١٢	١٠	٤٦٤	٧٢٩	٩٨٧	١٢٤٧
١٩٧٠	١٢	١٠	٤٤٠	١١٨٤	٩٥٧	١٥٨٥
١٩٧١	١٢	١٠	٤٤٨	١٢٥٥	١٠١٨	١٦٠٤
١٩٧٢	١٢	١٠	٤٤٨	١٢٧٠	١٠٧٨	١٦٠٤
١٩٧٣	١٢	١٠	٤٤٨	١٢٧٠	١١٩٠	١٦٠٤
١٩٧٤	١٢	١٠	٤٤٨	١٢٧٠	١٢٤٦	١٦٤٢
١٩٧٥	١٢	١٠	٤٤٨	١٣٠٦	١٣١٠	١٦٤٢

المنسوب خلف السد العالى ١٠٨+٣ متر

وقد تم فى هذه الدراسة تجهيز برنامج حسابى لجميع الخطوات السابقة أمكن به وباستخدام الآلات الالكترونية الحاسبة الحصول على معلومات قيمة وبيانات دقيقة وشاملة لكثير من الاحتمالات لظروف تشغيل محطة القوى الكهربية من السد العالى

يبين جدول (٨) أدنى واقصى قيمة للقدرة التى تنتجها محطة السد العالى . ابتداء من عام ١٩٦٧ حتى عام ١٩٧٥ ، وتشير البيانات فى هذا الجدول الى :

١ ــ أن الزيادة فى تصرفات المياه من السد العالى مع زيادة المنسوب أمام السد حتى عام ١٩٧٥ لن تمكنا محطة السد العالى من انتاج حملها الكامل بتاتا خلال هذه المرحلة ، مما يؤيد اهمية الدوافع لهذه الدراسة لكشف الأسس التى يجب أن تقوم عليها خطة تشغيل المحطة خلال المرحلة القادمة التى قد تتجاوز عشرة سنوات .

٢ ــ ان تشغيل محطة السد العالى « كمحطة ذروة لأحمال الجمهورية » تمكن المحطة من انتاج قدرات قصوى تفوق بكثير القدرات القصوى التى تنتجها فى حالة تشغيلها « كمحطة قاعدة حمل للجمهورية » ، وذلك خلال جميع أشهر السنة خلال العشرة سنوات القادمة ، مما يدعم كثيرا وبصورة حاسمة اقتصاديات هذه المحطة خلال هذه المرحلة .

٣ ــ أن أدنى واقصى قدرة منتجة من محطة السد العالى عند تشغيلها « كمحطة ذروة الحمل للجمهورية » تتجه الى الزيادة الى اقصى قدرة مضمونة للمحطة وهى ١٧٥٠ خلال سنوات قليلة بعد عام ١٩٧٥ ــ رسم (١٤) ــ يبدأ بعدها امتداد تشغيل المحطة من «محطة ذروة الحمل للجمهورية» الى « محطة قاعدة الحمل للجمهورية » تدريجيا تبعا لامكانية توفير التصرفات من مياه السد العالى والمنسوب امامه ، وفى الوقت الحالى ليس ممكنا التنبؤ بدقة وعلى أساس علمى بظروف التشغيل للمحطة بعد عام ١٩٧٥ .

٥ ــ الموازنة بين انتاج الطاقة واحتياجاتها للجمهورية سنويا حتى عام ١٩٧٥

يبين جدول (٩) ورسم (١٥) الموازنة بين احتياجات الطاقة الكهربية وتوزيعها على مصادر توليدها بالجمهورية ، يتضح فيها .

١ ــ انه خلال السنوات ٦٩ ــ ١٩٧٢ سوف يكون مدى الاعتماد على كلتا الجبهة الحرارية والسد العالى متقاربا ، ولكن ابتداء من عام ١٩٧٢ ومالم تنفذ مشروعات هيدرو كهربية أخرى سيزداد الاعتماد على الجبهة الحرارية تدريجيا ، مما يستلزم اقامة محطات نووية أو حرارية جديدة خلال الخطة الخمسية التالية ليبدأ تشغيلها خلال عام ١٩٧٥ .

جدول (٩)
الموازنة بين انتاج الطاقة واحتياجاتها للجمهورية سنويا حتى عام ١٩٧٥ ومعامل الانتفاع من وحدات التوليد الحرارية

	١٩٦٧	١٩٦٨	١٩٦٩	١٩٧٠	١٩٧١	١٩٧٢	١٩٧٣	١٩٧٤	١٩٧٥
احتياجات الطاقة للجمهورية	١٠ر٢	١١ر٦	١٢ر٩	١٤ر١	١٥ر٦	١٧ر٢	١٨ر٩	٢٠ر٧	—
الطاقة المنتجة من السد العالى		٣ر٢	٤ر٨	٤ر٧٧	٧ر٠٧	٧ر١٥	٧ر١٥	٧ر٢١	٧ر٣٥
الطاقة المنتجة من محطة خزان	٢ر٠٨	٢ر٠٨	٢ر٠٨	٢ر٠٨	٢ر٠٨	٢ر٠٨	٢ر٠٨	٢ر٠٨	٢ر٠٨
احتياجات الطاقة من الجهة الحرارية	٧ر٢٧	٦ر٣٥	٦ر٠	٥ر٣٢	٦ر٤٦	٧ر٩٥	٩ر٦٤	١ر٤٧	٣ر٢٦
الطاقة التى يمكن انتاجها من الجهة الحرارية	١٣ر٢	١٣ر٢	١٣ر٢	١٦ر٧*	١٦ ٧	١٦ر٧	١٦ر٧	١٦ر٧	١٦ر٧
معامل الانتفاع للجبهة الحرارية	٠ر٥٥	٠ر٤٨	٠ر٤٥	٠ر٣٢	٠ر٣٨	٠ر٤٧	٠ر٥٧	٠ر٦٨	٠ر٧٩

وحدة الطاقة $١٠^{٦}$ ميجاوات ساعة (مليار كيلوات ساعة) .

(*) الزيادة ناتجة من تشغيل محطة المكس والاسماعيلية البخاريتين ٢ × ١٠٠ ميجاوات لكل منهما .

٢ ــ كما يتضح أن معامل الانتفاع فى الجبهة الحرارية سوف ينخفض بعد تشغيل محطة السد العالى الى أقل من ٤٠٪ وقد يصبح ضروريا اقتصاديا اعادة النظر فى مشروعى محطتى المكس والاسماعيلية البخاريتين بقدرة ٢٠٠ ميجاوات لكل منهما وتوقيت تنفيذهما ، وخاصة بعد اقرار اقامة محطة مفاعل قوى نووية خلال الخطة الخمسية الثانية .

٣ ــ أنه على المستوى السنوى لاحتياجات الطاقة وامكانيات توفيرها لن تكون احتياجات الطاقة ذات فاعلية فى تنفيذ مشروعات قوى كهربية جديدة قبل عام ١٩٧٥ وتتفق جميع النتائج الموقعة فى رسومات (١١ ، ١٢ ، ١٣ ، ١٤) فى حالة تشغيل محطة السد العالى كمحطة «ذروة الحمل للجمهورية» كلية أو تساهم فى حمل جزء يسير من قاعدة الحمل الجمهورية قدره ٢٠٠ ، ٣٠٠ ، ٣٥٠ ميجاوات بالاضافة الى تحميلها بصفة رئيسية بأحمال الذروة ، مع الاتجاهات الثلاثة سالفة الذكر .

٦ ــ الموازنة بين انتاج الاحمال القصوى واحتياجاتها بالجمهورية حتى عام ١٩٧٥

وقعت فى رسومات ١٠ ، ١١ ، ١٢ ، ١٣ ، ١٤ احتياجات أقصى الأحمال للجمهورية كل شهر حتى عام ١٩٧٥ ابتداء من تاريخ ربط شبكة الضغط العالى ٥٠٠ كيلوفولت من السد العالى وشبكة الضغط العالى ٢٢٠ كيلوفولت فى الوجه البحرى عند القاهرة ، ووقعت معها على نفس هذه الرسومات أقصى الأحمال المنتجة شهريا من محطة السد العالى والجبهة الحرارية ومحطة خزان أسوان البلد ، وذلك بالنسبة الى حالات تشغيل محطة السد العالى المختلفة الآتية :

(أ) محطة السد العالى تغذى كلية قاعدة حمل الجمهورية .

(ب) محطة السد العالى تغذى ذروة الأحمال للجمهورية مع ٢٠٠ ميجاوات من قاعدة الحمل لها .

(جـ) محطة السد العالى تغذى ذروة الأحمال للجمهورية مع ٣٠٠ ميجاوات من قاعدة الحمل لها .

(د) محطة السد العالى تغذى ذروة الأحمال للجمهورية مع ٣٥٠ ميجاوات من قاعدة الحمل لها .

(هـ) محطة السد العالى تغذى كلية ذروة الأحمال للجمهورية .

ومن هذه الرسومات أمكن تحديد توقيت قصور امكانيات انتاج القوى الكهربية بالجمهورية حتى عام ١٩٧٥ عن توفير احتياجات الأحمال القصوى وحجم هذا القصور ، وذلك فى الحالات الخمسة لتشغيل محطة السد العالى السالفة الذكر .

ويبين جدول (١٠) الزيادة فى احتياجات الأحمال القصوى عن القدرات القصوى التى يمكن انتاجها بالجمهورية حتى عام ١٩٧٥ ، محسوبة من الرسومات ١٠ ، ١١ ، ١٢ ، ١٣ ، ١٤ .

على ضوء هذه النتائج يتبين :

١ ــ أن الزيادة فى احتياجات الأحمال القصوى للجمهورية هى العامل الرئيسى الذى يحدد حجم الطاقة وتوقيت اقامة وتشغيل مشروعات جديدة للقوى الكهربية وليس احتياجاتها الى الطاقة .

٢ ــ بينت الدراسة أفضلية تشغيل محطة السد العالى « كمحطة ذروة الحمل للجمهورية » بصفة رئيسية عنها « كمحطة قاعدة الحمل للجمهورية » :

فانه فى حالة تشغيل محطة السد العالى « كمحطة قاعدة حمل للجمهورية » ــ وهذا التشغيل أكثر ملاءمة لاحتياجات الرى ــ فان أقصى انتفاع لامكانيات التوليد فيها حتى عام ١٩٧٥ سيقتصر على نحو ٦٠٪ من اجمالى قدرتها المركبة أما فى حالة تشغيل المحطة « كمحطة كلية لذروة حمل الجمهورية » فيرتفع أقصى انتفاع لامكانياتها الى ٨٠٪ من قدرتها المركبة ، مما سيترتب عليه أن الامكانيات الحالية بالاضافة الى المشروعات التى ستنفذ خلال الخطة الخمسية الثانية سوف تكفى احتياجات الجمهورية حتى عام ١٩٧٤ بدون حاجة الى مشروعات جديدة قبل عام ١٩٧٥ والتى قدر حجمها بمقدار ٥٥٠ ميجاوات قدرة مضمونة . أما فى حالة تشغيل محطة السد العالى « كمحطة قاعدة حمل الجمهورية » فان الحاجة الى مشروعات

جدول (١٠)

نتائج الدراسة عن الزيادة فى احتياجات الأحمال القصوى اللازم تنفيذ مشروعات توليد جديدة لمقابلتها ١٩٦٧ — ١٩٧٥

العام	محطة ذورة تتحمل جزء من قاعدة الحمل			محطة كليـة للذروة الحمل	محطة كليـة لقاعدة الحمل
	٢٠٠ ميجاوات	٣٠٠ ميجاوات	٣٥٠ ميجاوات		
١٩٦٧					
١٩٦٨					
١٩٦٩					١٤٠ —
١٩٧٠					
١٩٧١					١٤٠ —
١٩٧٢					٣٨٠ ٥
١٩٧٣			١٥٠ —		٦٤٠ ×
١٩٧٤	٢٤٠ —	٣٥٠ —	٤٠٠ —	١٠٠ —	٩٠٠ ×
١٩٧٥ يناير	٥٠٠ ×	٦٢٠ ×	٨٢٠ ×	٣٥٠ ×	١١٨٠ ×
ديسمبر	٧٠٠ ×	٨٢٠ ×	٨٨٠ ×	٥٥٠ ×	١٥٠٠ ×

(×)زيادة فى احتياجات الأحمـال القصـوىتستمر طوال العام وتحتاج الى مشروعات جديدة .
(٥) زيادة فى الحتياجات الاحمـال القصوىتستمر ستة أشهر وتحتاج الى مشروعات جديدة
(—) زيادة فى احتياجات الأحمال القصـوىتستمر شهر يناير فقط .

توليد جديدة ستبدأ خلال عام ١٩٧١ بقدرة مضمونة قـدرها نحـو ٣٨٠ ميجـاوات ، تزداد الى ٦٤٠ ميجاوات فى ١٩٧٣ ، تزداد الى ٩٠٠ ميجاوات فى ١٩٧٤ حتى تصـل الى ١٥٠٠ ميجـاوات فى عام ١٩٧٥ .

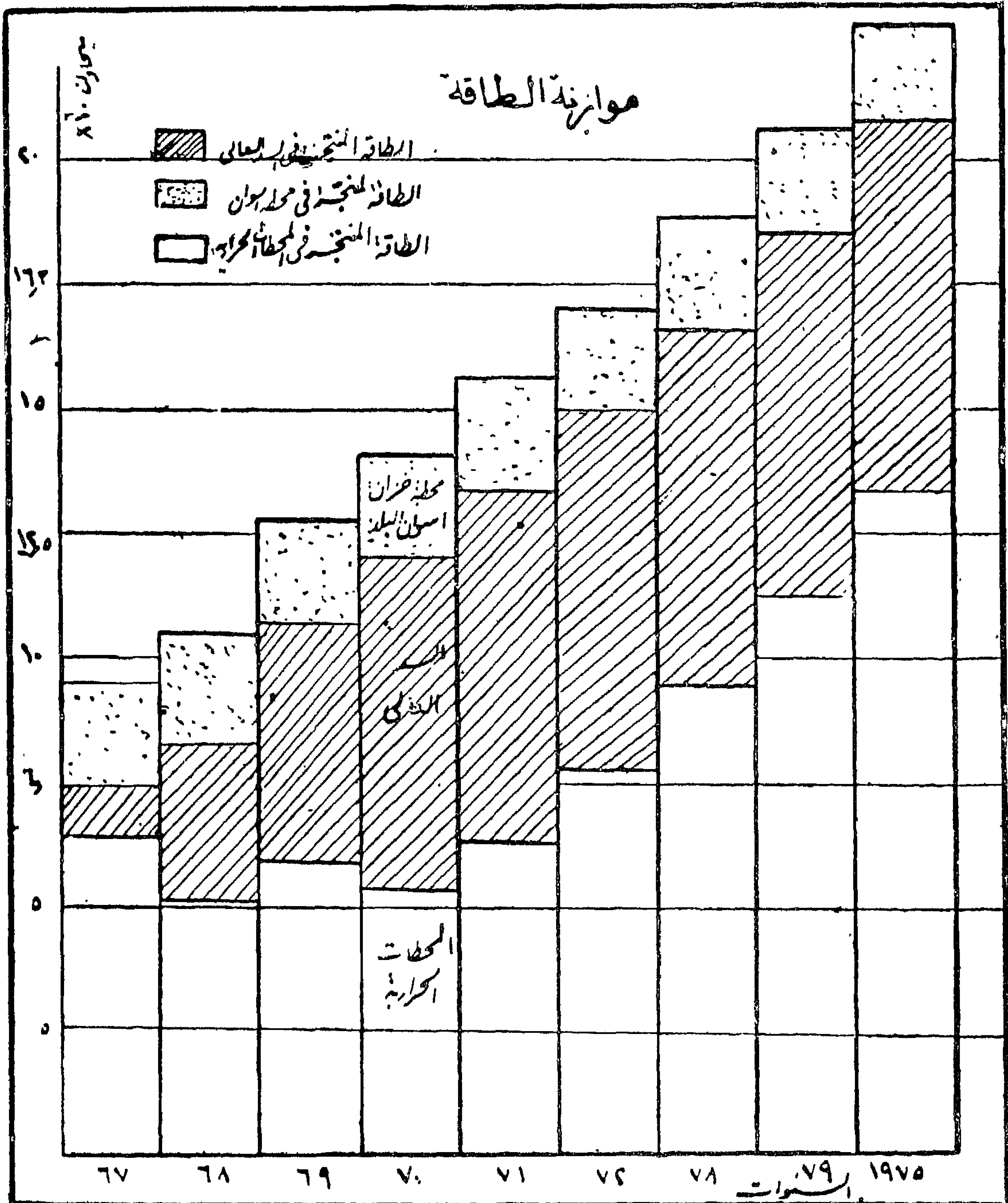
ويقدر الوفر فى استثمارات مشروعات التنمية الخاصة بكهربة الجمهورية خلال الخطة الخمسـية الثالثة بنحو مائة مليون جنيها فى حالة تشغيل هذه المحطة ((كمحطة ذروة الحمل للجمهورية)) عما اذا عملت ((كمحطة قاعدة الحمل للجمهورية)) .

٣ — أظهرت الدراسة امكانية تشغيل المحطـة بالطرق الخمسـة سالفة الذكر حتى ١٩٧١ ، اذا دعت اعتبارات فنية وهندسية أخرى الى ذلك ، ولكن هناك حتمية اقتصادية فى تشغيلها ((كمحطة ذروة حمل الجمهورية)) بصفة رئيسية ابتداء من عام ١٩٧٢ .

٤ — وضحت الدراسة أن طبيعة احتياجات الجمهورية من الطاقة والأحمال الكهربية تتلاءم اقتصاديا على صورة أفضل **اذا ما اتجهت الجمهورية الى دراسـة وتنفيذ مشروعات وحدات تجمع بين التوليد والتخزين معا للطاقة الكهربية** ، حيث يمكن لمثل هذه الوحدات أن تنتج حملها الكامل بصـفة مستمرة طوال اليوم ، تغذى بجزء منه احتياجات الجمهورية من أحمال وبالجزء الآخر ترفع به مياه الى خزان مائى على منسوب مرتفع تخزن فيـه الطاقة ، حتى فترة ذروة الأحمال للجمهورية عندما يمكن استخدام هذه الطاقة المخزونة فى توليد قدرة اضافية تساهم فى تغذية أحمال الذروة للجمهورية .

واذا كانت أفضلية محطات القوى النووية أصبحت أمرا واقعا ومؤكدا فى الدول الصناعية المتقدمة ، واستمرار تحسن اقتصادياتها خـلال الأعوام الأخيرة قد جعلها حتميـة خـلال المرحلة الحالية والقادمة ، وبالاضافة الى التحسن الكبير فى اقتصادياتها عندما تعمل على حملها الكامل طوال الأربعة والعشرين ساعة يوميا ، فان حتمية التطور وحركة التقدم تحسم أن الاتجاه الواعى السـليم هو الاعتماد بصفة رئيسية على اقامة مفاعلات قوى

نووية يتواجد فى بعضها امكانيات تخزين الطاقة الكهربية لاعادة استخدامها خلال فترات ذروة الأحمال . والبت الأخير فى اقامة مفاعل قوى نووية فى برج العرب بقدرة ١٥٠ ميجاوات يوفر معها ٢٠ الف طن من المياه العذبة يوميا يمثل فى واقع الأمر خطوة تكسر بها حدة البداية فى الاعتماد على الهندسة والطاقة النووية والانطلاق فى اقامة مفاعلات قوى ومحطات مياه نووية لتطوير ملامح المجتمع الاشتراكى الذى نبذل الجهد والعمل فى بناء قواعده الاقتصادية والصناعية ، ولن يكون هنالك حدود فيما تقدمه أحدث نواحى التقدم العلمى الهندسى الشامل الحاسم فى العمل الوطنى لرفع مستوى حياة الجماهير فى الجمهورية العربية المتحدة والوطن العربى الشامل .



رسم (١٧) موازنة بين انتاج الطاقة واحتياجاتها

الشبكة الكهربائية الموحدة

بالجمهورية العربية المتحدة

بعد السد العالى

للدكتور المهندس فؤاد طاهر

مدير عام الشئون الهندسية ـ المؤسسة المصرية العامة للكهرباء

أولا ـ تطور استخدام الكهرباء فى الجمهورية العربية المتحدة :

بدأ استخدام الكهرباء فى الجمهورية العربية المتحدة فى عام ١٨٩٢ عندما أعطى الامتياز لشركة ليبون لانتاج وبيع الكهرباء فى القاهرة ثم أعطى امتياز آخر لشركة ليبون لانتاج وبيع الكهرباء فى الاسكندرية .

ثم ازداد استخدام الكهرباء تدريجيا فى كل من القاهرة والاسكندرية وغيرهما من المدن . وقد كان توزيع الكهرباء حينئذ مقصورا على نطاق المدينة وكان أقصى جهد للتوزيع ٢٠٠٠ فولت ارتفع بعدها الى ١٠٥٠٠ فولت .

ولم تستخدم خطوط نقل الطاقة الكهربائية على نطاق واسع الا بعد ذلك بأربعين سنة أى عام ١٩٣٣ حينما أنشأت وزارة الأشغال العمومية خطا كهربائيا جهد ٣٣ ك . ف . فى شمال الدلتا يغذى من محطتى بلقاس والعطف وخطا كهربائيا آخر جهد ٣٣ ك . ف . فى محافظة أسوان يغذى من محطة كهرباء ادفو . وكان استخدام هذين الخطين فى ذلك الوقت قاصرا على تغذية طلمبات الرى والصرف .

وعندما ارتفع استهلاك الطاقة الكهربائية فى القاهرة وانشئت محطة كهرباء شمال القاهرة خارج المدينة ، أصبح من الضرورى استخدام جهد كهربائى أعلى من الجهد المستخدم حينذاك وهو ١٠ر٥ ك . ف . وعلى ذلك استقر الرأى على استخدام جهد ٦٣ ك . ف لتوزيع الطاقة الكهربائية بمدينة القاهرة وتم تنفيذ شبكة من الكابلات الأرضية والخطوط الهوائية على جهد ٦٣ ك . ف ، بدىء باستخدامها فى عام ١٩٥٣ . وفى نفس المرحلة قامت مصلحة الميكانيكا والكهرباء بوزارة الأشغال العمومية بانشاء خط كهربائى جهد ٦٦ ك . ف لتوسيع شبكة الكهرباء لغرض تغذية أحمال جديدة للصرف والرى والأغراض العامة .

وعندما بدء فى تنفيذ محطة كهرباء خزان أسوان والتفكير فى استغلال معظم انتاجها من الطاقة الكهربائية فى صناعة السماد بأسوان واستقر الرأى على أن يكون جهد خطوط نقل الكهرباء هو ١٣٢ ك . ف . وبدى بتشغيل هذه الخطوط عام ١٩٥٩ / ١٩٦٠ .

مما تقدم يتضح أنه حتى عام ١٩٥٩ كانت صناعة الكهرباء منحصرة فى انتاجها فى محطات تقع فى مراكز الاستهلاك وتوزيعها فى داخل مناطق الانتاج ، ففى القاهرة كانت الكهرباء تولد فى محطات شمال القاهرة وجنوب القاهرة والسبتية والتبين . وتصب كل من هذه المحطات طاقتها فى شبكة كهربائية جهد ٦٣ ك.ف توزع منها الكهرباء فى داخل منطقة القاهرة .

وفى الاسكندرية كانت الكهرباء تولد فى محطة كرموز ، وتوزع الطاقة الناتجة منها فى داخل منطقة الاسكندرية .

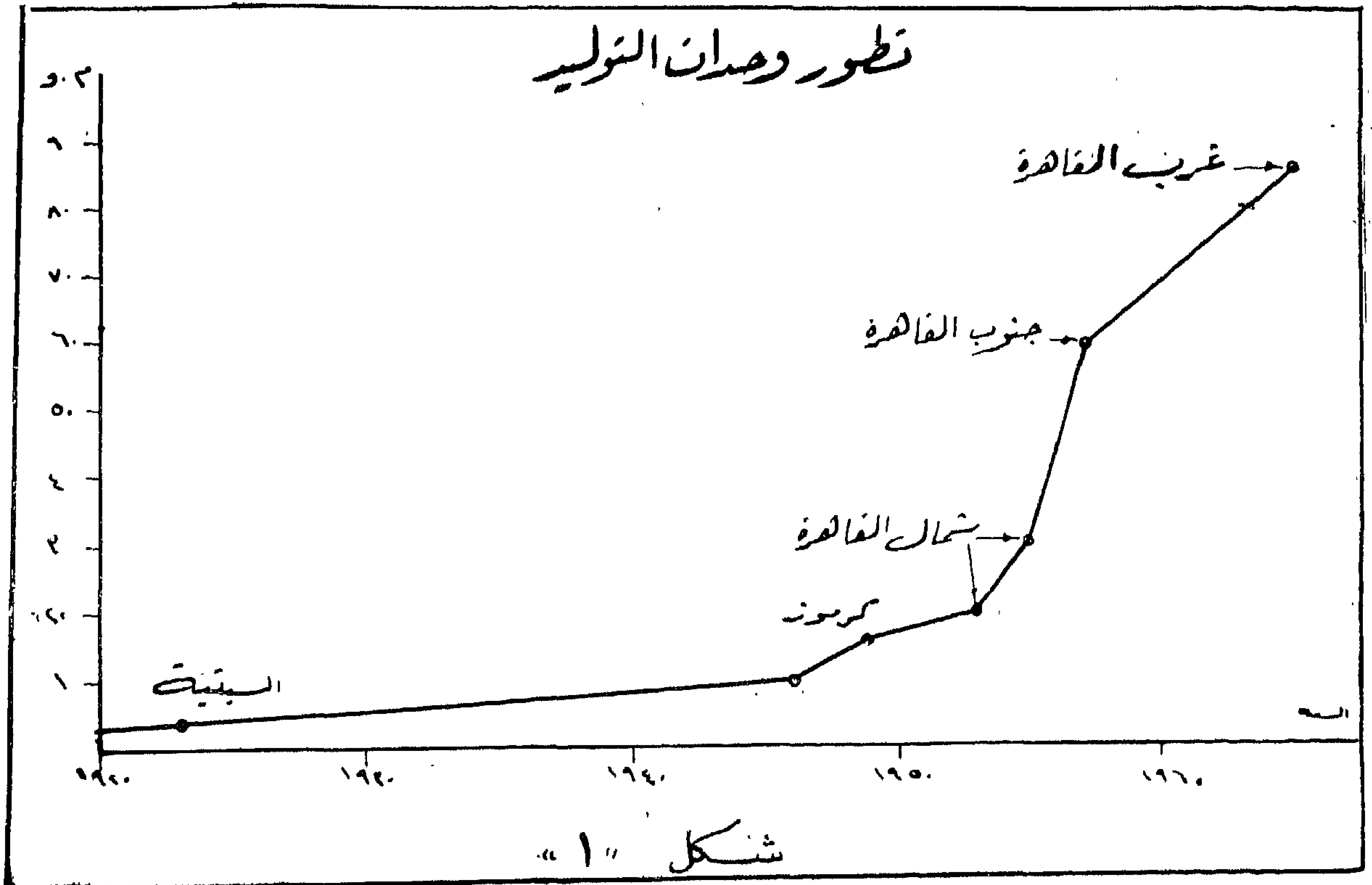
وفى الوجــه البحرى كانت الكهرباء تولد اما من محطـــات مصلحة الميكانيــكا والكهرباء وتستخدم طاقتها لأغراض الصرف والرى واما من محطـــات توليد صغيرة متناثرة فى مدن الوجــه البحرى تولد الكهرباء فى كل منهـا لغرض الاستخدام الداخلى فى ذات المدينة ، وكذلك كان الحال فى الوجه القبـلى ، محطات ديزل صغيرة فى كل من عواصم المحافظـات وبعض المدن الرئيسية تغذى الأغراض العامة والانارة فى داخل تلك المدن .

هــذا بالنسبة لتوزيع الكهرباء ، أما بالنســـبة لتطور انتاج الكهرباء فاننا نجد أن الوحدات البخارية لتوليـــد الكهرباء قد ازدادت من ٣ ميجاوات عام ١٩٢٠ عندما قامت شركة ليبون بالقاهرة بتركيب أول وحدة بخار عام ١٩٢٠ الى ٥ر٨٧ ميجاوات عام ١٩٦٥ وهو حجم وحدات التوليـــد بمحطة كهـرباء غرب القاهرة ويبين **الرسم البيانى رقم (١)** تطـور سعة وحدات التوليد والذى يتضح منه أن ســعة الوحدات قد ازدادت بسرعة فى خــلال الخمسينيات وأوائل الستينيات .

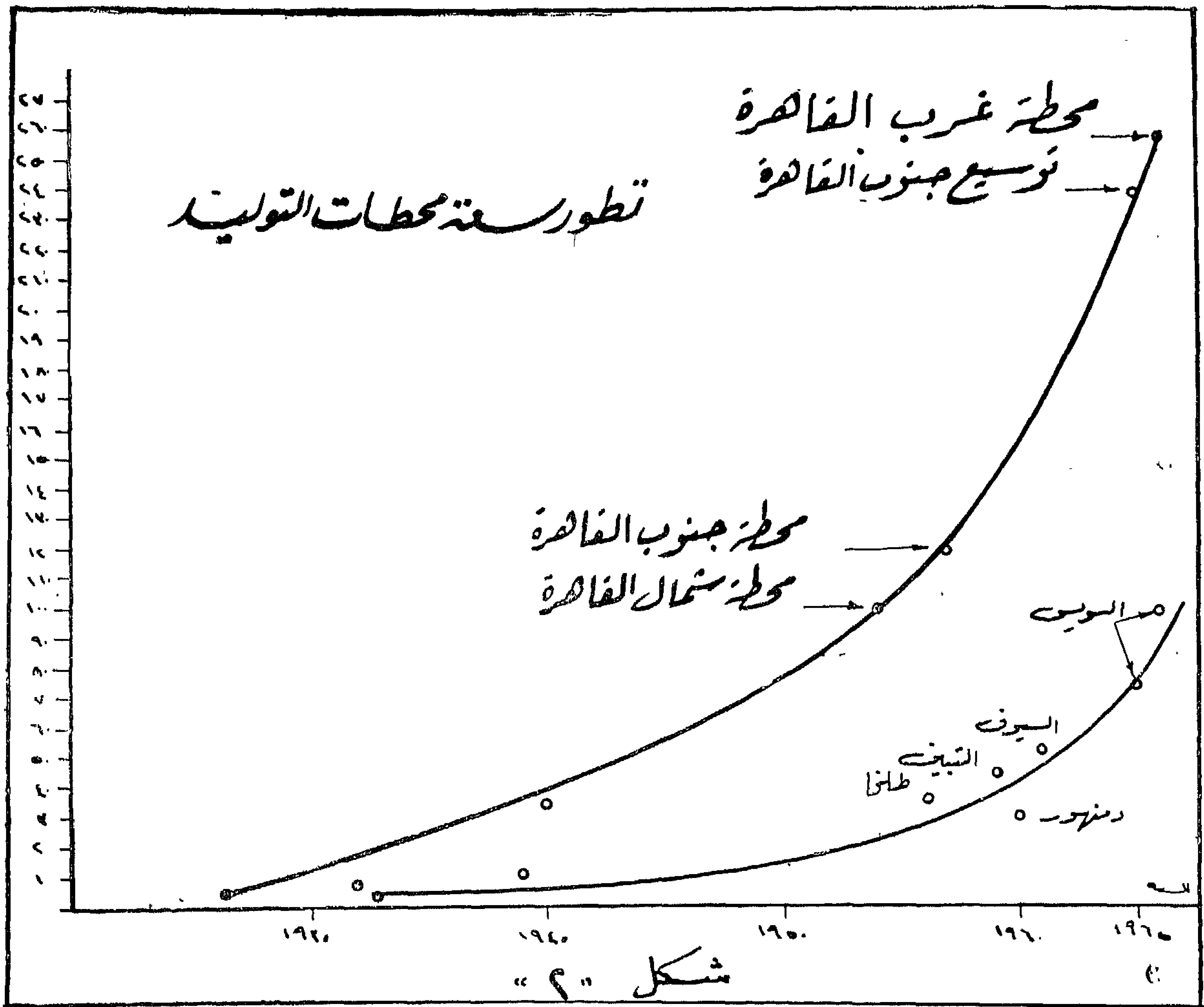
أما **الرسم البيانى رقم (٢)** فيبين تطور السعة الاجمالية لمحطات التوليـــد بالجمهورية العربيـــة المتحدة والذى يتضح منه أن تطور السعة الاجمالية لمحطات التوليد يتوقف على الحمل الأقصى للمنطقة المغذاة من هذه المحطات ففى القاهرة ارتفع معــدل الزيادة فى ســـعة المحطات عنــه فى باقى منــاطق الجمهورية وواضح أن السبب فى ذلك هو أن الحمل الأقصى على شـبكة منطقة القاهرة بلغ حوالى ٣٠٠ ميجـاوات فى عام ١٩٦٧ بالنســـبة للحمل الأقصى الاجمالى على محطـــات مؤسسة الكهرباء الذى بلغ حوالى ٦٠٠ ميجاوات باستثناء احمال محطة كهرباء خزان أسوان .

وبالاضـافة الى ما تقـــدم كانت بعض الهيئات والمصانع تنشىء محطـات الكهرباء لتوليد الطــاقة الكهربائية لاستخدامها الخاص ومثال ذلك محطـات الكهرباء التابعة لهيئات النقل وشركات المياه ومصانع الغزل والنسيج وغيرها من المصانع .

واذا نظرنا الى تطور انتاج الطاقة الكهربائية فى الجمهورية العربية المتحدة نجد أنهـا قد ازدادت بخطوات واسعة فى خلال السنوات التى تلت الثورة



شكل « ١ »



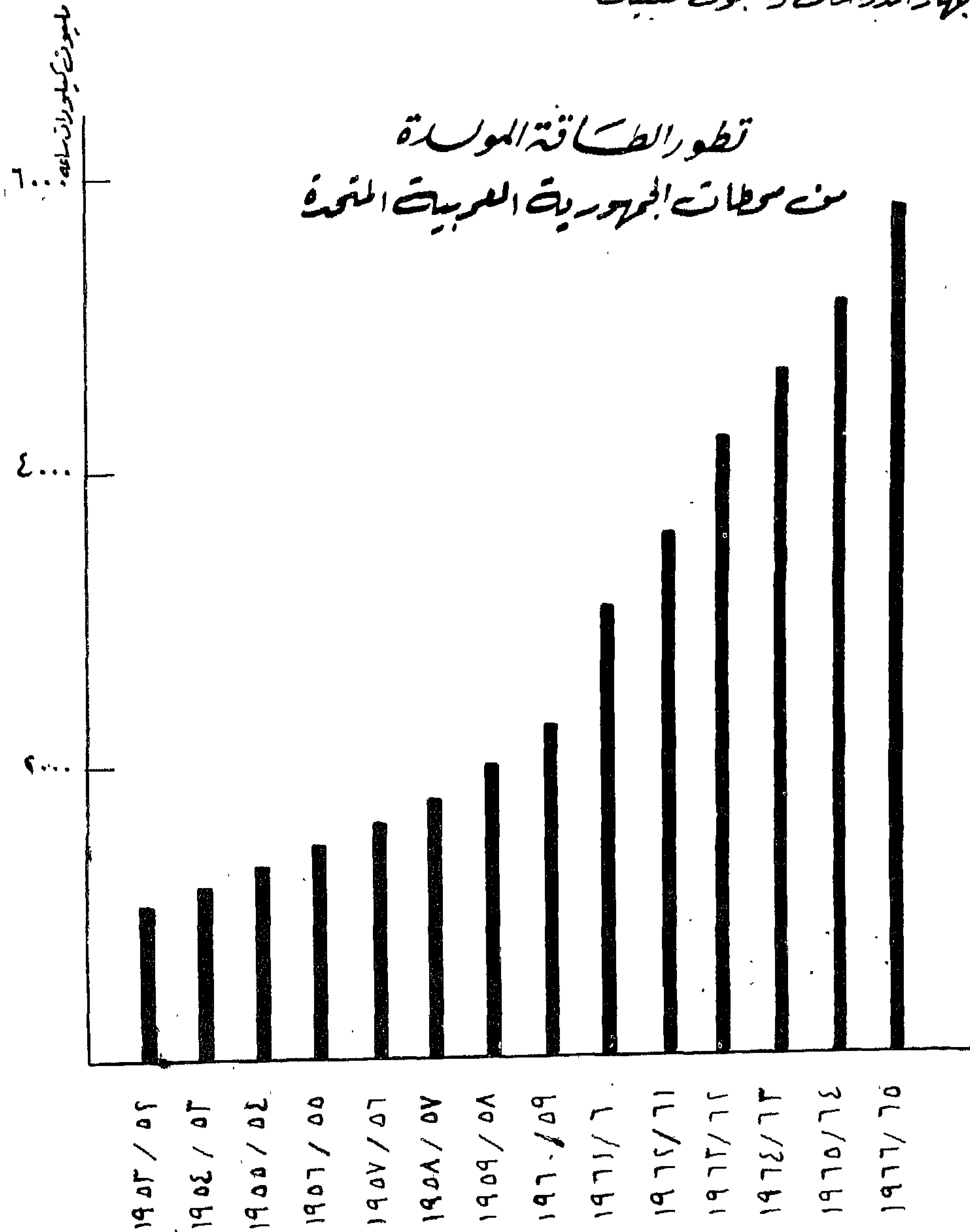
شكل « ٢ »

فى عام ١٩٥٢ ، ففى ذلك العام كان انتاج الطاقة الكهربائية من جميع محطات توليد الكهرباء فى الجمهورية حوالى ١٠٠٠ مليون كيلووات ساعة وارتفع الى حوالى ٦٠٠٠ مليون ك.و.س . منها ٥٠٠٠ مليون كيلووات ساعة منتجة من المحطات التابعة للمؤسسة المصرية العامة للكهرباء . وتنقسم الطاقة المباعة من المؤسسة العامة للكهرباء للأغراض الصناعية والزراعية والمرافق على النمط الآتى :

الأغراض الصناعية	٦٧٪
الأغراض الزراعية (الرى والصرف)	٦ ٪
مجالس المدن	٥ر٥ ٪
المرافق العامة	٥ر٦ ٪
الاستخدام المنزلى والاستخدام التجارى	١٠ ٪
الهيئات الحكومية والاستخدامات الأخرى	٥ ٪

ويبين **الشكل رقم (٣)** تطور الطاقة المنتجة من محطات الكهرباء فى الجمهورية العربية المتحدة ، كما يبين **الشكل رقم (٤)** تطور الحمل الأقصى للجمهورية العربية المتحدة ، أما الشكل رقم (٥) فيبين منحنى الحمل اليومى على محطات الكهرباء بالقاهرة والوجه البحرى والتابعة لمؤسسة الكهرباء فى شهر اكتوبر ١٩٦٧ .

ومع تطور تصميم وحدات توليد الكهرباء والاتجاه الى انشاء وحدات كهربائية كبيرة ذات كفاءة عالية ، كان لزاما على الجمهورية العربية المتحدة أن تساير الاتجاه العلمى والاقتصادى فى انتاج الكهرباء وتوزيعها . وعلى ذلك فقد استقر الرأى على انشاء شبكة كهربية جهد ٢٢٠ ك . ف لربط محطات توليد الكهرباء فى القاهرة والاسكندرية والسويس وطلخا ودمنهور ونقل



المؤسسة المصرية العامة للكهرباء
جهاز الدراسات والبحوث الفنية
تطور الطاقة المولدة
من محطات الجمهورية العربية المتحدة
مليون كيلووات ساعة
٦٠٠٠
٤٠٠٠
٢٠٠٠
١٩٥٣/٥٢
١٩٥٤/٥٣
١٩٥٥/٥٤
١٩٥٦/٥٥
١٩٥٧/٥٦
١٩٥٨/٥٧
١٩٥٩/٥٨
١٩٦٠/٥٩
١٩٦١/٦٠
١٩٦٢/٦١
١٩٦٣/٦٢
١٩٦٤/٦٣
١٩٦٥/٦٤
١٩٦٦/٦٥

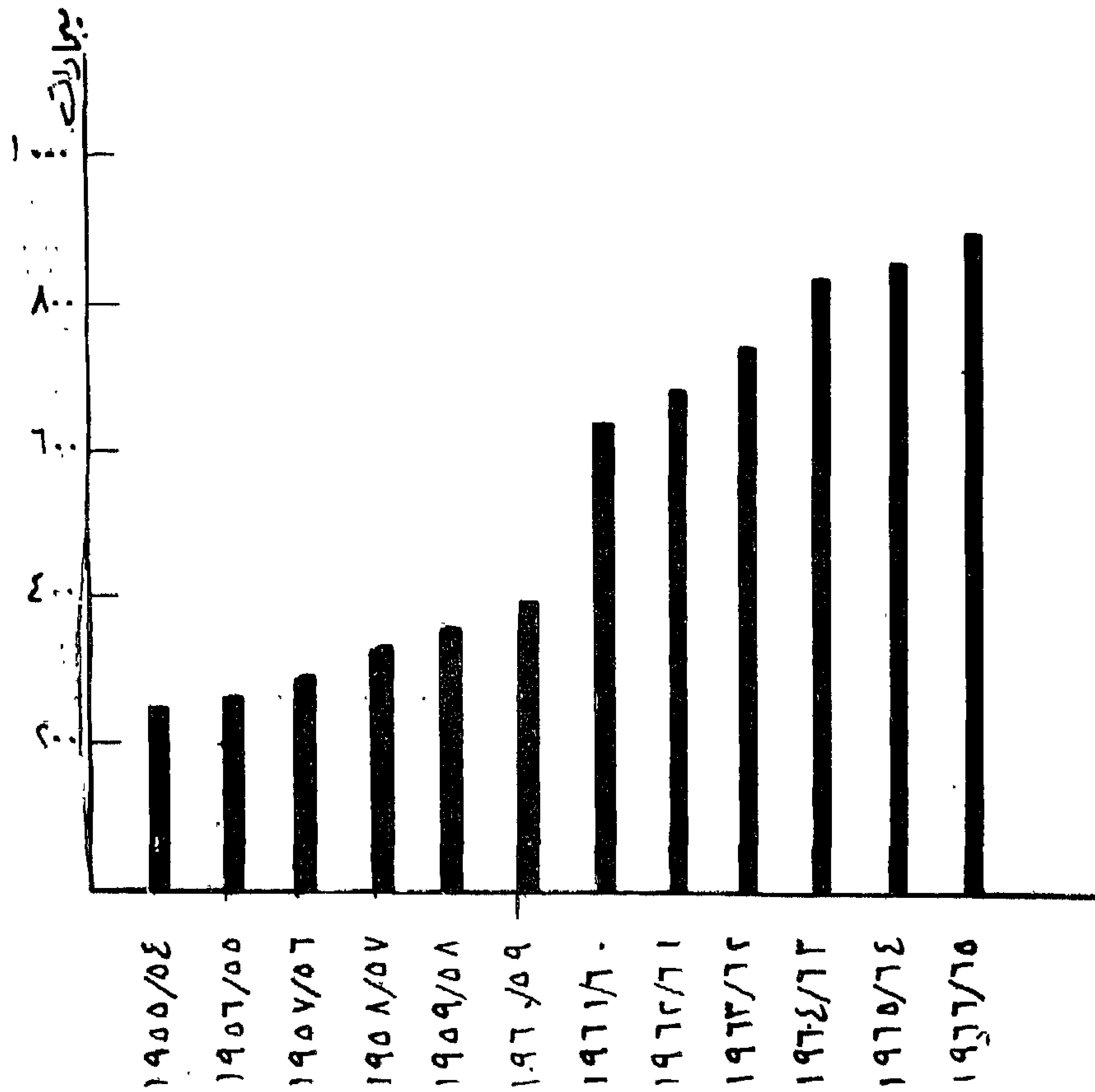
شكل ٣

المؤسسة المصرية العامة للكهرباء

جهاز الدراسات والبحوث الفنية

تطور الحمل الأقصى

على محطات الجمهورية العربية المتحدة



شكل ٤

الطاقة الى مراكز الاستهلاك الرئيسية فى الاسماعيلية والزقازيق والتحرير ولا تخفى الفوائد الفنية والاقتصادية لربط محطات توليد القوى الكهربائية وقد تم تشغيل أولى مراحل هذه الشبكة فى نهاية عام ١٩٦٥ . وتشتمل هذه المرحلة على ربط محطات شمال القاهرة وغرب القاهرة وجنوب القاهرة والسويس . وباستكمال تنفيذ الشبكة الكهربائية جهد ٢٢٠ ك.ف سوف يتم ربط محطات الكهرباء الحرارية بالوجه البحرى فى شبكةواحدة.

كما اتجهت الدولة أيضا الى استغلال الطاقة الكامنة فى مياه النيل فبدأت فى انشاء محطةكهرباء السد العالى التى سوف تنتج طاقة كهربائية تختلف تبعا لاختلاف ورود الفيضانات وتبعا للتغير فى احتياجات الرى من المياه . ولاستغلال هذه الطاقة فى مناطق الاستهلاك الرئيسية ، كان من الضرورى انشاء خطوط كهربائية جهد ٥٠٠ ك.ف من أسوان الى القاهرة ترتبط بشبكةالربط والنقل جهد ٢٢٠ ك.ف بالوجه البحرى عند القاهرة .

وفى أواخر أكتوبر ١٩٦٧ أجرى التزامين بين محطة السد العالى ومحطة خزان أسوان وفى نوفمبر ١٩٦٧ أجرى التوافق الأول بين محطة كهرباء السد العالى ومحطات القاهرة والدلتا عن طريق الخط الأول جهد ٥٠٠ ك.ف وبذلك ارتبطت المحطات الكهربائية المائية فى الجنوب مع المحطات الحرارية فى الشمال بواسطة شبكة كهربائية واحدة .

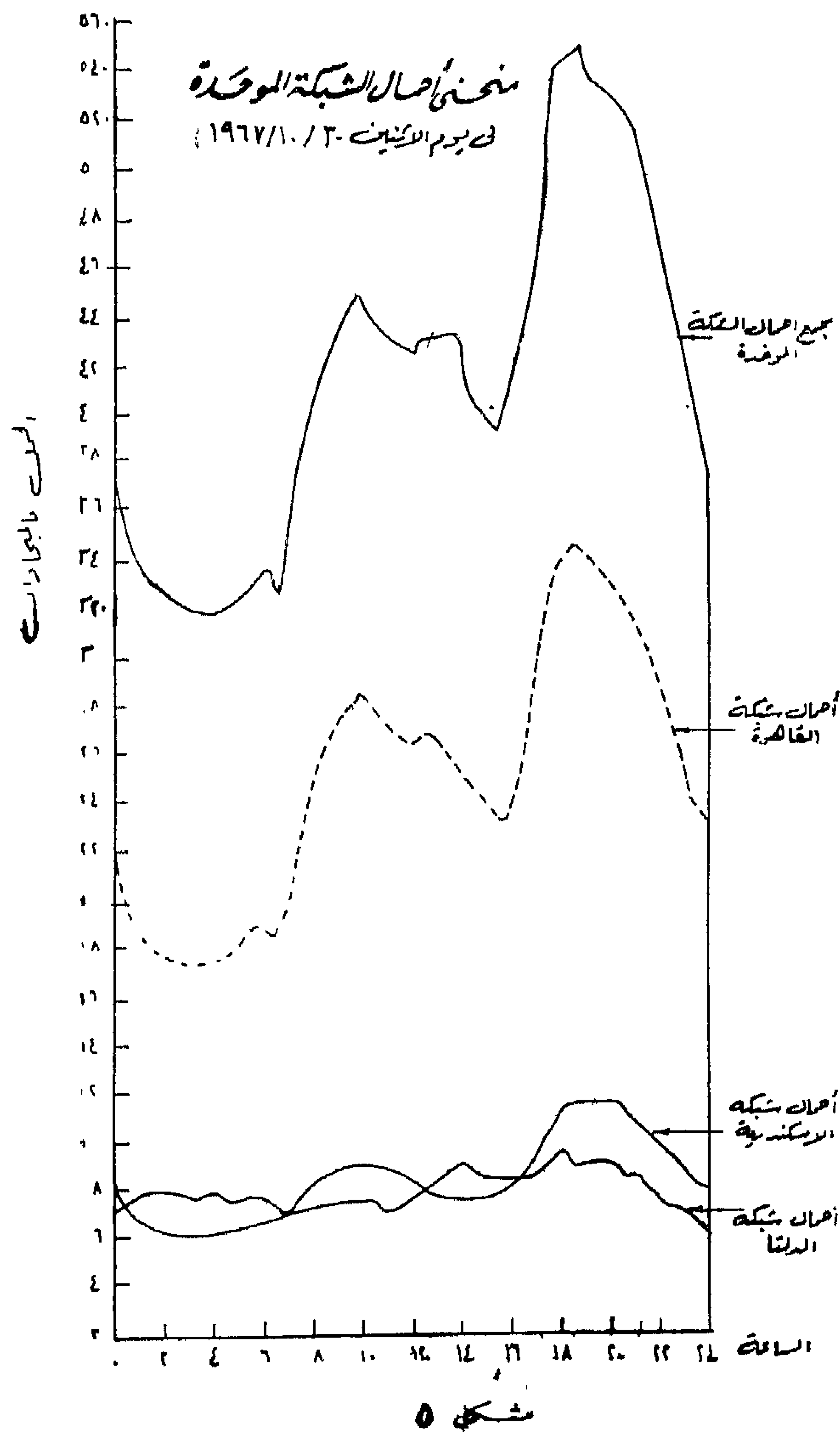
وبيبن الشكل رقم (٦) تطور أعلى جهدمستخدم فى الجمهورية العربية المتحدة .

ثانيا ــ مكونات للشبكة الكهربائية الموحدة :

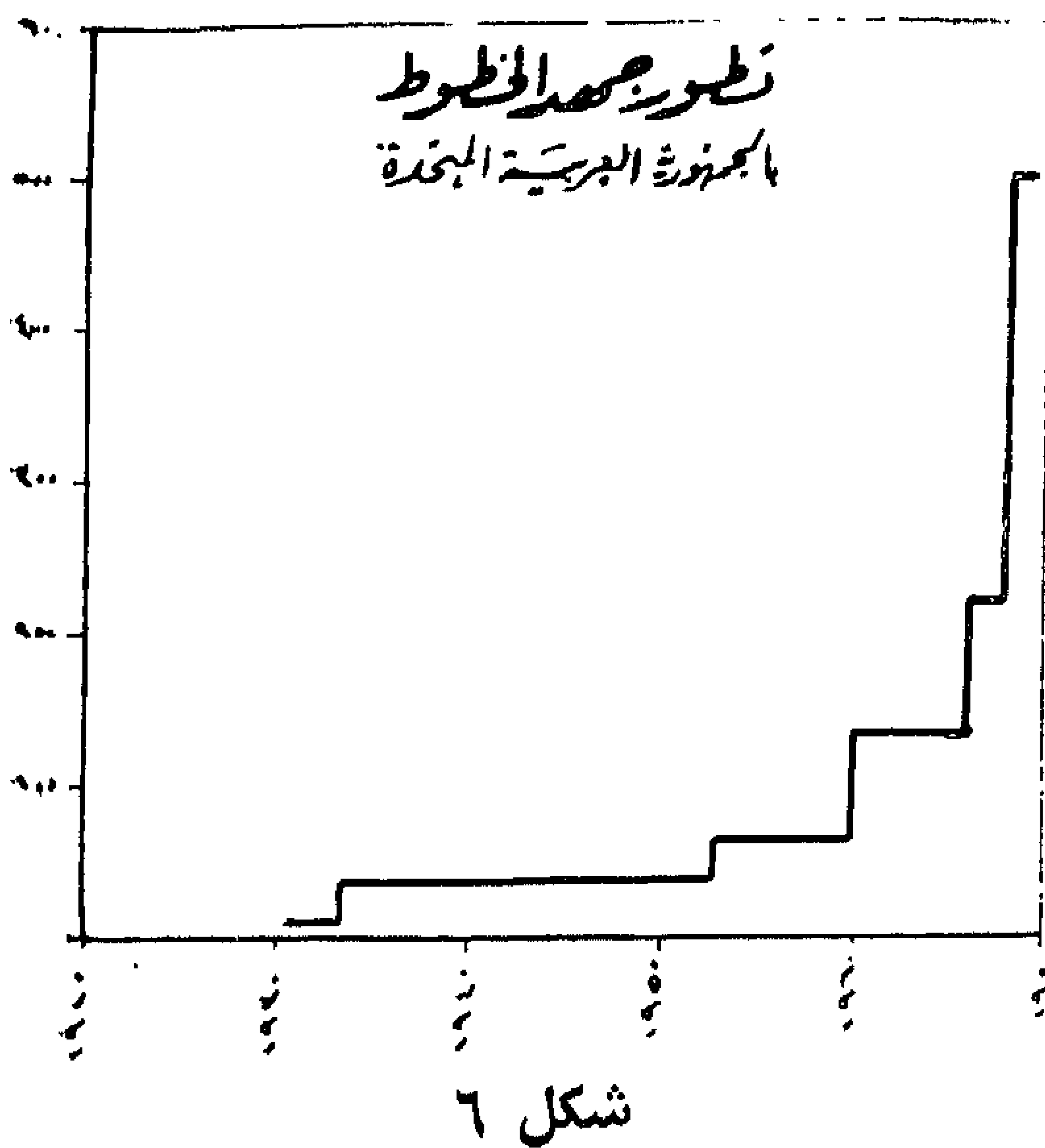
فى نهاية خطة الانجاز أى فى عام ١٩٧٠ سوف تكون محطات توليد الكهرباء الرئيسية المرتبطة بالشبكة الموحدة كالآتى :

محطات مائية :

محطة كهرباء السد العالى
محطة كهرباء خزان أسوان



شكل ٥



شكل ٦

محطات حرارية :

محطة كهرباء أسيوط
محطة كهرباء التبين بحلوان
محطة كهرباء جنوب القاهرة
محطة كهرباء غرب القاهرة
محطة كهرباء شمال القاهرة
محطة كهرباء السويس
محطة كهرباء طلخا
محطة كهرباء دمنهور
محطة كهرباء السيوف بالاسكندرية
محطة كهرباء كرموز بالاسكندرية
محطة كهرباء المكس (الفاز)

وفيما يلى بيان بالخطوط الكهربائية التى تربط هذه المحطات ببعضها لتكون الشبكة الكهربائية الموحدة .

خطوط جهد ٥٠٠ ك.ف .

خطين من أسوان الى القاهرة بطول ٧٨٨ كيلومتر لكل خط ويتصل الخطان على التوازى عند كل من نجع حمادى وسمالوط بواسطة قضبان جهد ٥٠٠ ك.ف ومجموعات من المفاتيح وبالاضافة الى ذلك تشتمل كل من محطتى نجع حمادى وسمالوط على محول بقدرة ١٨٥ م.ف.أ للربط مع الشبكة جهد ١٣٢ ك.ف.

خطوط جهد ٢٢٠ ك.ف.

خط مزدوج من شمال القاهرة الى غرب القاهرة الى جنوب القاهرة بطول ٦١ كيلومتر .

خط مزدوج من محولات غرب القاهرة الى محطة توليد شمال القاهرة بطول ٢٤ كيلو متر .

خط مزدوج من محولات غرب القاهرة الىمحطة توليد غرب القاهرة بطول ١٣ كيلو متر .

خط مزدوج من محولات غرب القاهرة الى محطة توليد جنوب القاهرة .

خط مزدوج من محطة توليد غرب القاهرة الى السويس .

خط مزدوج من محطة توليد شمال القاهرة الى الزقازيق .

خط مزدوج من محطة محولات غرب القاهرة الى الاسكندرية مارا بالتحرير ودمنهور .

خط مزدوج من محطة محولات غرب القاهرة الى المكس مارا بالتحرير .

خط مفرد من السويس الى الاسماعيلية .

خط مفرد من الزقازيق الى الاسماعيلية .

خط مفرد من التحرير الى طلخا .

خطوط جهد ١٣٢ ك.ف.

خط مزدوج من سمالوط الى أسيوط .

خط مزدوج من أسيوط الى نجع حمادى .

خط مزدوج من نجع حمادى الى محطة كهرباء خزان أسوان .

خط مزدوج من محطة كهرباء خزان أسوان الى محطة كهرباء السد العالى .

وعند استكمال الشبكة الكهربائية الموحدةسوف تغذى هذه الخطوط بمحطات للمحولات جهد ٢٢٠/٦٦ ك.ف اما لتغذية مراكز الأحمال أو للربط مع محطات التوليد بالقاهرة والوجه البحرى .

ويبلغ اجمالى القدرة المركبة فى محطات المحولات هذه حوالى ٢٥٠٠ م.ف.أ.

كما تغذى الشبكة الكهربائية الموحدة بمحطات للمحولات جهد ١٣٢/٦٦ ك.ف أو ١٣٢/٣٣ك.ف بالوجه القبلى عددها ١٤ محطة ومجموع قدرتها الاسمية حوالى ٦٥٠ م.ف.أ وذلك بخلاف محطة محولات شركة كيما بأسوان .

ثالثا – الخواص الرئيسية للشبكة :

١ – الخطوط ٥٠٠ ك.ف :

تتكون موصلات الخطوط ٥٠٠ ك.ف من حزمة من ثلاثة موصلات من الألومنيوم المجدول المقوى بالصلب وتبلغ مساحة القطاع لكل سلك ٥٠٠ملليمتر مربع ، اى ان المساحة الكلية للقطاع تبلغ ١٥٠٠ مم مربع وترتبط هذه الأسلاك ببعضها بواسطة قضبان تحفظ المسافة بينها على شكل مثلث متساوى الأضلاع طول ضلعه ٤٠ سم . أما المسافة بين الحزمة وحزمة الطور المجاور فهى ١٢ مترا وتعلق الأطوار الثلاثة فى مستوى أفقى .

ويتكون عزل هذه الخطوط من اقراص من الصينى يتراوح عددها بين ٢٣ ، ٣٦ وحدة تبعا للمنطقة التى تمر بها الخطوط .

وتبين الأشكال رقم ٧ ، ٨ والجدول رقم (١) الأسس الفنية التى أدت الى اختيار عدد الموصلات فى الحزمة والمسافة بينها وكذلك المسافة بين حزم الأطوار المختلفة .

ويتضح من الجدول رقم (١) أن قدرة النقل تزداد بحوالى ١٧٪ اذا كانت الحزمة من موصلين

بدلا من موصل واحد ، وتزداد بنسبة ٢٥٪ اذا زاد عدد موصلات الحزمة من اثنين الى ثلاثة ، فى حين انه اذا زاد عدد الموصلات فى الحزمة من ثلاثة الى أربعة موصلات فان الزيادة تكون حوالى ٧ ٪ فقط .

ويبين الشكل رقم (٧) تأثير المسافة بين موصلات الحزمة الثلاثية على شدة المجال الكهربائى التى تبلغ حدها الأدنى عند مسافة ٤٠ سم . أما الشكل رقم (٨) فيبين تأثير المسافة بين الأطوار على شدة المجال الكهربائى عند سطح موصلات الطور الأوسط والذى يتضح منه أن شدة المجال للحزمة الثلاثية على مسافة ١٢ متر بين الأطوار التى تبلغ حوالى ٢٤٫٨ ك.ف/سم وهى أقل من الحد المناسب بالنسبة للتأثير الناتج من التفريغ الهالى على الموصلات اللاسلكية .

٢ ــ محطات المحولات جهد ٥٠٠ ك.ف:

محطة محولات أسوان :

سوف تشتمل محطة محولات أسوان على مجموعتين من المحولات الذاتية تتكون كل مجموعة من ثلاثة محولات أحادية الطور لتحويل الجهد من ٥٠٠/١٣٢/١١ ك.ف وبقدرة ٣٢٠ م.ف.أ .

محطتى محولات نجع حمادى وسمالوط :

سوف تشمل كل من هاتين المحطتين على مجموعة من المحولات الذاتية أحادية الطور جهد ٥٠٠/١٣٢/١١ قدرة ٢٨٥ م.ف.أ .

محطة محولات القاهرة :

سوف تشتمل هذه المحطة على ٣ مجموعات من المحولات الذاتية تتكون كل مجموعة من ثلاثة محولات أحادية الطور جهد ٥٠٠/٢٢٠/١١ وقدرة كل مجموعة ٥٠٠ م.ف.أ .

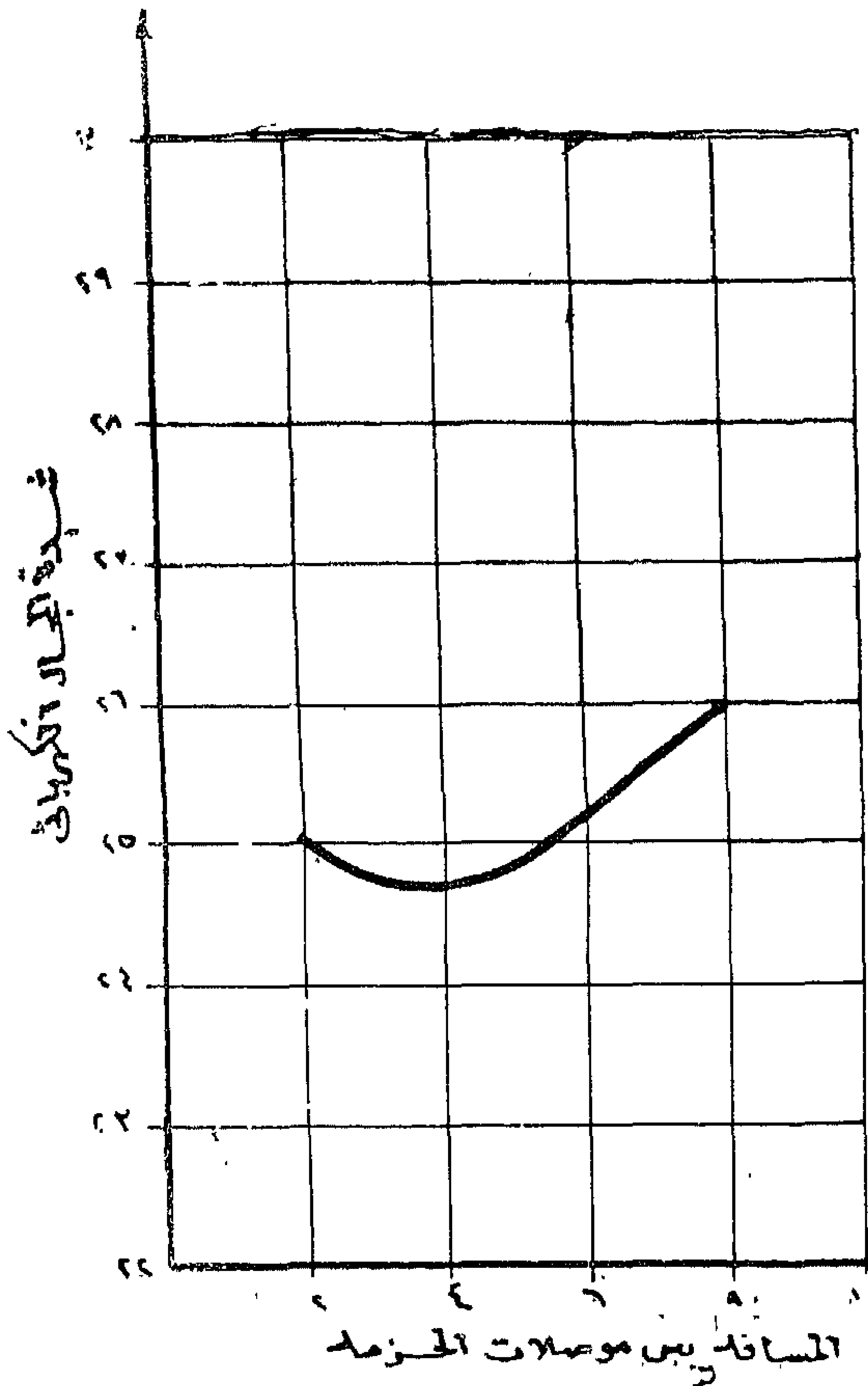
رابعا ــ نظم الوقاية والتشغيل الأوتوماتيكى فى الشبكة الموحدة

الشبكة جهد ٥٠٠ ك.ف :

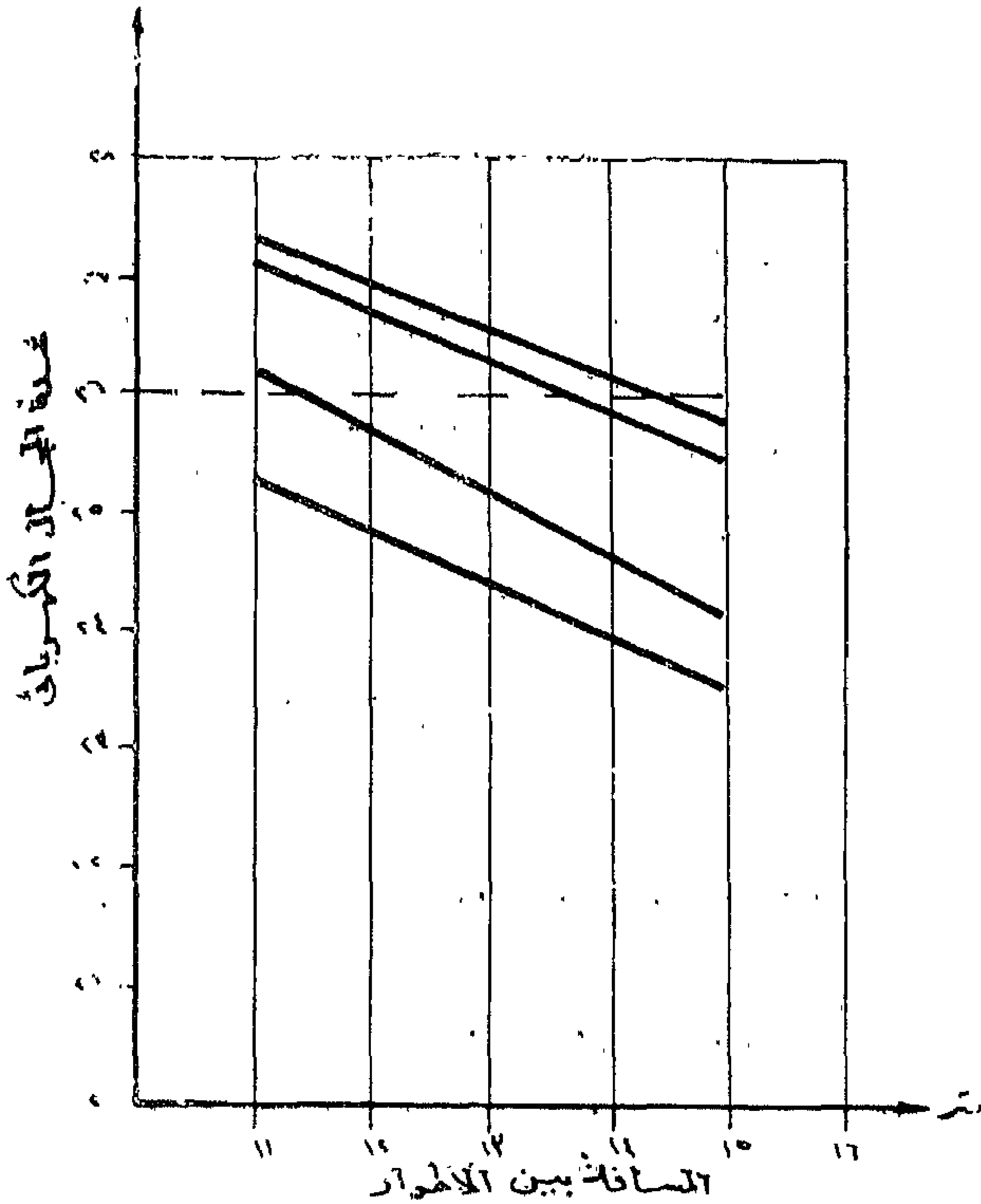
فى الشبكة جهد ٥٠٠ ك.ف تستخدم نظم الوقاية الآتية :

١ ــ الوقاية الأساسية وهى وقاية تفاضلية باستخدام الذبذبة العالية :

وتعتمد هذه الوقاية على مقارنة زوايا التيار فى أول الخط وآخره بعضها بالبعض ، والمقارنة تتم



شكل ٧



شكل ٨

باستخدام الذبذبات العالية التى تنقل على الخط نفسه .

ولكى تكون الوقاية صالحة للعمل فى كل أنواع الأخطاء فان الوقاية مزودة فى كل من جهتى الخط بمرشحات موجبة وسالبة التتابع .

٢ — الوقاية الاحتياطية تتكون من نوعين :

(ا) وقاية مسافية ذات مرحلتين ضد الأخطاء بين الأوجه ، وهى تستخدم جهاز وقاية مسافى لكل وجه ، والوقاية مزودة بأجهزة خاصة لمنع التشغيل أثناء حدوث الأرجحة فى الشبكة ، وكذا مزودة بدوائر ذاكرة لزيادة الكفاءة فى القصر القريب .

(ب) وقاية تيارية اتجاهية صفرية التتابع ذات أربعة مراحل وتمتاز هذه الوقاية ببساطتها وحساسيتها وقدرتها على تغطية الأجزاء المجاورة من الشبكة . وخصائص الزمن لهذه الوقاية تشبه خصائص الوقاية المسافية الا أنها تمتاز بأن ضبطها لا صلة له بأحمال الخطوط مما يرفع من حساسيتها .

٣ — اعادة التوصيل الأوتوماتيكى :

يوجد فى الشبكة جهد ٥٠٠ ك.ف نوعان من أجهزة اعادة التوصيل الأوتوماتيكى :

(ا) اعادة التوصيل ثلاثى الأوجه .

(ب) اعادة التوصيل أحادى الوجه .

وكلا النوعين يعملان سويا .

ففى حالة حدوث قصر على وجه واحد فان جهاز اعادة التوصيل أحادى الوجه يبدأ فى العمل . فاذا كان القصر من النوع الدائم ، فان الأوجه الثلاثة للخط تفصل بدون اعادة للتوصيل .

وفى حالة حدوث قصر بين وجه وآخر فان جهاز اعادة التوصيل ثلاثى الأوجه يبدأ فى العمل مع مراجعة التزامن أو مراجعة اختفاء الجهد . ويحتوى جهاز اعادة التوصيل احادى الوجه على أجهزة لتمييز نوع القصر .

الشبكة جهد ٢٢٠ ك.ف :

تعتمد وقاية الشبكة جهد ٢٢٠ ك.ف بالدلتا اساسا على جهاز الوقاية المسافية . والجهاز عبارة عن مجموعة من أجهزة الوقاية ذات الواجبات المختلفة مجتمعة فى صندوق واحد .

وتتكون الوقاية من ثلاثة مراحل مضافا اليها مرحلة رابعة يؤديها متابع البدء .

وهذا النوع من الوقاية يعمل بالذبذبة العالية لزيادة سرعة فصل الاعطال . كما أن الوقاية تعمل مع جهاز اعادة التوصيل . ويمكن تشغيله اما ثلاثى الطور أو أحادى الطور .

ويتحدد عمل الذبذبة العالية فى الاسراع فى فصل الخط المصاب من الناحيتين بدون انتظار زمن المرحلة الثانية لجهاز الوقاية المسافية .

وتتكون الوقاية من الأجزاء الاساسية الآتية :

(ا) ثلاثة متابعات بدء مسافية للاخطاء بين الاوجه وبعضها ، وهى تقوم بعملية بدء قياس المسافة الى جانب أنها تمثل المرحلة الرابعة من الوقاية المسافية .

(ب) متابع بدء تيارى يعمل بالتيار صفرى التتابع وذلك للاخطاء الأرضية .

(جـ) متابع قياس المسافة ، وهو يقوم بقياس المسافة للمراحل الأولى والثانية والثالثة .

(د) مجموعة من المتابعات الاضافية لانتقاء الكميات الكهربائية اللازمة لمتابع قياس المسافة حسب نوع القصر ومكانه .

الشبكة جهد ١٣٢ ك.ف :

وتعتمد الوقاية فى هذه الشبكة على نظم الوقاية الآتية :

١ — الوقاية الأساسية :

تستخدم الوقاية التفاضلية العرضية كوقاية ضد جميع أنواع الأخطاء وتعتمد هذه الوقاية على مقارنة التيار فى دائرتى الخط بعضها ببعض . ففى حالة التشغيل العادى أو القصر الخارجى يكون التيار التفاضلى مساويا للصفر تقريبا (ماعدا تيار عدم التوازن الذى يمكن معالجته بطرق كثيرة) أما فى حالة القصر على الخط نفسه فان تيار القصر يمر بالجهاز التفاضلى مما يسبب تشغيله .

٢ — الوقاية الاحتياطية :

تتكون الوقاية الاحتياطية من نوعين :

(أ) وقاية مسافية ذات مرحلتين ضد الأخطاء بين الأوجه . والوقاية مزودة بأجهزة خاصة لمنع التشغيل أثناء حدوث الأرجحة فى الشبكة ، وكذا مزودة بدوائر ذاكرة لزيادة الكفاءة فى القصر القريب .

(ب) وقاية تيارية اتجاهية صفرية التتابع متعددة المراحل ، وهى شبيهة فى فكرتها وتصميمها بالوقاية المماثلة فى شبكة ٥٠٠ ك.ف .

٣ ـ اعادة التوصيل الأوتوماتيكى

وهو من النوع ثلاثى الأوجه ذو محاولة واحدة ، وذلك نظرا لأن كل خطوط ١٣٢ ك.ف ذات دائرتين مما لا يستوجب تركيب النوع أحادى الوجه .

خامسا : المرحلة الأولى لتشغيل الشبكة الكهربائية الموحدة

بدأ فى النصف الأول من شهر نوفمبر ١٩٦٧ تشغيل المرحلة الأولى من الشبكة الكهربائية الموحدة . وسوف تشتمل هذه المرحلة على :

١ ـ الخط جهد ١٣٢ ك.ف الذى يربط محطة كهرباء السد العالى بمحطة كهرباء خزان أسوان .

٢ ـ خط دائرة واحدة جهد ٥٠٠ ك.ف يربط محطةكهرباء السد العالى معمجموعة المحطات الحرارية بالقاهرة والوجه البحرى عن طريق محول واحد جهد ٥٠٠/٢٢٠ ك.ف قدره ٥٠٠ م.ف.أ .

٣ ـ المرحلة الأولى من شبكة الربط والنقل بالوجه البحرى والتى تشتمل على خط مزدوج من محطة شمال القاهرة الى محطة غرب القاهرة الى محطة جنوب القاهرة الى محطة كهرباء السويس وكذلك خط كهربائى جهد ٢٢٠ ك.ف من محطة المحولات جهد ٥٠٠ ك.ف الى كل من محطتى غرب القاهرة وشمال القاهرة .

٤ ـ أما باقى محطات التوليد فى الاسكندرية والوجه البحرى فسوف تكون فى هذه المرحلة متصلة عن طريق الخطوط جهد ٦٦ ك.ف وسيتم توصيلها تباعا باستكمال خطوط الشبكة جهد ٢٢٠ ك.ف خلال عام ١٩٦٨ .

سادسا : أثر تشغيل الشبكة الكهربائية الموحدة على شبكات التوزيع الرئيسية

١ ـ شدة تيارات القصر :

تزيد شدة تيارات القصر فى الشبكات الكهربائية بزيادة القدرة المركبة بها كما تتأثر بطريقة الربط بين المحطات المختلفة بحيث ترتفع شدة تيارات القصر كلما قلت المفاعلات التبادلية بينها .

ولما كانت زيادة شدة تيارات القصر تزيد من الاجهادات الحرارية والديناميكية التى تتعرض لها المعدات عند حدوث أخطاء بالشبكة بالاضافة الى أنه يجب أن يكون مستوى شدة القصر أقل من سعة المفاتيح المركبة فى الأماكن المختلفة من الشبكة لكى تتمكن هذه المفاتيح من فصل الأخطاء .

لهذا فقد كان من الضرورى عمل مراجعة شاملة لمستوى القصر فى مراحل الربط المختلفة واتخاذ الاجراءات اللازمة للحد من زيادته عن القيم المسموح بها فنيا .

وقد تم حساب شدة تيارات القصر على جهاز حساب الشبكات للاخطاء المتماثلة وغير المتماثلة وذلك للمراحل الآتية :

١ ـ لشبكة القاهرة جهد ٦٦ ك.ف .

٢ ـ لشبكة القاهرة بعد ربط محطات التوليد الرئيسية بالشبكة جهد ٢٢٠ ك.ف .

٣ ـ للشبكة جهد ٦٦ ك.ف بعد تشغيل المرحلة الأولى لشبكة السد العالى جهد ٥٠٠ ك.ف.

٤ ـ للشبكة جهد ٦٦ ك.ف بعد الربط النهائى للشبكة الموحدة .

وقد بينت هذه الدراسات ضرورة تشغيل الشبكة جهد ٦٦ ك.ف بطريقة اشعاعية للحفاظ على مستوى القصر ولسهولة التحكم فى سريان القدرة على الكابلات الأرضية جهد ٦٦ ك.ف .

٢ ـ تنسيق التوصيل بالأرض :

تدل الاحصائيات المحلية والعالمية على أن الأخطاء احادية الطور بشبكات النقل والتوزيع تمثل نسبة عالية قد تتعدى ٧٠ ٪ من مجموع الأخطاء التى تحدث فى الشبكة .

ويختلف تأثير الأخطاء أحادية الطور باختلاف طرق توصيل نقط تعادل المحولات بالأرض وذلك من ناحية شدة تيارات القصر وكذلك من ناحية الجهود الزائدة على الأطوار السليمة وعلى نقط تعادل ملفاتالمحولات الغير موصلة مباشرة بالأرض.

فبينما فى الشبكات الغير موصلة بالأرض لا يؤدى حدوث خطأ أحادى الطور الى تيار قصر يذكر الا انه يحدث ارتفاع فى جهود الأطوار السليمة قد تصل الى جهد الخط وكذا فان جهد نقط التعادل يصل الى جهد الطور مما يستلزم أن يكون مستوى العزل بهذه الشبكات عزلا كاملا لمقابلة هذه الجهود وفى هذه الحالة فانه من الممكن

الاستمرار فى تشغيل الشبكة فى فترة وجود الخطأ احادى الطور حتى يتم ازالته الا أن الشبكة يمكن أن تتعرض لظاهرة الأقواس الأرضية المتقطعة Arcing grounds المصحوبة بجهود زائدة خطيرة ، لهذا فقد اتجه المهندسون الى تأريض نقط تعادل المحولات بواسطة ممانعات بترسون لتعويض سعة خطوط الشبكة ، وذلك للحصول على ما يسمى بالانطفاء الذاتى للقوس الكهربائى عند حدوث أخطاء احادية الطور وينتشر استعمال هذه الطريقة فى اوربا حتى جهد ١١٠ ك.ف .

ويلاحظ أن الشبكات الموصلة بالأرض بهذه الطريقة تعزل أيضا عزلا كاملا وانه باتساع الشبكة يتعذر عمل تعويض تام لسعة الخطوط نتيجة لزيادة المركبة الفعالة للتيار .

لذلك فانه يحسن فصل الأخطاء احادية الطور بواسطة المفاتيح الأتوماتيكية فور حدوثها .

ولما كانت تكاليف عزل الشبكات تزيد كثيرا بزيادة جهودها الاسمية فقد اتجه الخبراء الى توصيل نقط التعادل بالأرض توصيلا مباشرا فى الشبكات ذات جهد أعلى من ١١٠ ك.ف . ويلاحظ أن استعمال هذه الطريقة يؤدى الى الحد من الجهود الزائدة فى الشبكة وبالتالى الى تخفيض مستوى العزل . ولكنه يؤدى فى نفس الوقت الى زيادة كبيرة فى شدة تيارات القصر فى حالة الأخطاء احادية الطور حتى انها قد تفوق مثيلاتها ثلاثية الطور .

وقد اتفق على تسمية الشبكة بفعالية التوصيل بالأرض اذا لم تتعدى جهود الأطوار السليمة أثناء حدوث خطأ أحادى الطور ٨٠ ٪ من جهد الخط .

وبناء على ما تقدم وعلى الدراسات التى أجريت على شدة تيارات القصر أحادية الطور وعلى الجهود الزائدة للاطوار السليمة .

وكذا للمحافظة على قواعد السلامة للعاملين فى المحطات ولكى يكون التداخل بين خطوط القوى وخطوط التليفونات فى الحدود المسموح بها .

فقد تبين ضرورة توصيل نقط تعادل محولات الشبكة جهد ٥٠٠ ك.ف بالأرض مباشرة وكذا امكانية تأريض شبكة ٢٢٠ ك.ف تأريضا مباشرا .

٣ – تنسيق اجهزة الوقاية فى الشبكة الحالية

كان من الطبيعى أن يعاد النظر فى أجهزة الوقاية فى الشبكة الحالية جهد ٦٦ ك.ف بعد الربط بشبكة جهد ٢٢٠ ك.ف وجهد ٥٠٠ ك.ف فان من نتيجة الربط أن يزداد مستوى تيارات القصر المتماثلة والأرضية مما يستتبع اما اعادة ضبط أجهزة الوقاية أو اضافة اجهزة اخرى عليها أو استبدالها بأجهزة اخرى تتفق مع الظروف الجديدة .

وقد أثبتت الدراسات ضرورة القيام بالتعديلات التى نذكر أهمها فيما يلى :

١ – تركيب أجهزة وقاية مسافية على جميع خطوط ٦٦ ك.ف التى كانت بدون هذه الوقاية وذلك نظرا للربط مع الدلتا .

٢ – تركيب أجهزة وقاية احتياطية ضد القصر الأرضى فى شبكة كابلات القاهرة جهد ٦٦ ك.ف وذلك نظرا لأن الوقاية المركبة على هذه الكابلات هى وقاية تفاضلية ، وهذه الوقاية يجب أن تزود بوقاية احتياطية لمنع حدوث فصل فى حالة انقطاع كابلات المراقبة .

٣ – تزويد وقاية زيادة التيار المركبة على محولات الربط بمتابعات جهد لمنع فصل هذه المحولات فى حالة زيادة الأحمال لفترة قصيرة يمكن أن يتحملها المحول ، كما أنها تسمح بفحص المحول فى حالة حدوث قصر فقط .

٤ – تعديل الوقاية ضد زيادة الجهد فى المحطات الحرارية بحيث تعمل للانذار وليس للفصل ، وذلك تفاديا لحدوث حالات فصل للوحدات.

سابعا : نظرة الى بعض المشاكل الفنية لتشغيل الشبكة الموحدة

١ – مستويات الجهد وسريان القدرة غير الفعالة فى الخطوط جهد ٥٠٠ ك.ف

تنص المواصفات العالمية على أن التغير فى مستوى جهد التشغيل فى الشبكات جهد ٥٠٠ ك.ف يجب أن يكون فى حدود ± ٥ ٪ من الجهد الأسمى .

ولما كانت القدرة الغير فعالة المولدة من الخطوط جهد ٥٠٠ ك.ف تبلغ حوالى ٩٦ م.ف.أ.ر. لكل مائة كيلو متر أى نحو حوالى ٧٥٠ م.ف.أ.ر. للدائرة الواحدة بين اسوان والقاهرة ، فان ذلك قد يؤدى الى :

(أ) ارتفاع غير مسموح به فى جهد الخطوط فى حالات التحميل الخفيف أو عند اجراء أعمال التزامن بين السد العالى والقاهرة .

(ب) الاخلال بتوازن القدرة غير الفعالة فى النظام الموحد .

(جـ) تغذية وحدات التوليد بالسد العالى فى مراحلها الأولى بالقدرة غير الفعالة المولدة من الخطوط قد يؤدى الى الاستثارة الذاتية لهذه الوحدات .

ولذلك فقد اشتمل المشروع على تركيب ستة مفاعلات جهد ٥٠٠ ك.ف قدرة كل منها ١٦٥ م.ف.أ.ر ، اثنين منها عند أسوان واثنين عند نجع حمادى واثنين عند سمالوط ، وسيتم فى المرحلة الأولى تشغيل أربعة منها : اثنين عند نجع حمادى وواحدة عند كل من أسوان وسمالوط .

وتتصل المفاعلات المركبة بأسوان بالخط جهد ٥٠٠ ك.ف بصفة دائمة أما المفاعلات الأخرى فيمكن توصيلها وفصلها حسب حالة تحميل الخط . كما تتصل هذه المفاعلات للخط بصورة تلقائية خلال ثغرات هوائية مركبة على التوازى مع المفاتيح ومضبوطة على جهد قدره ١٫٥ مرة من الجهد الأسمى للطور الواحد وبذلك يعمل المفاعل كجزء من أجهزة وقاية الشبكة ضد زيادة الجهد .

سريان الأحمال :

هناك شروط أساسية لعمل النظام الموحد تشمل :

١ – (عول النظام) امكانية الاعتماد على النظام .
٢ – استمرار التغذية للمستهلكين .
٣ – نوعية الخدمة ومستواها .
وذلك بالمحافظة على مستوى الجهد والذبذبة فى الحدود المسموح بها فنيا .
٤ – مراعاة المبادىء الاقتصادية فى تغذية الأحمال وذلك بتحميل الوحدات الأكثر اقتصادية وكذا الاقلال من الطاقة المفقودة فى الشبكة .

ومن الطبيعى أن يلازم التغذية من أسوان الى القاهرة بخط واحد جهد ٥٠٠ ك.ف فى المرحلة الأولى ظروف خاصة أهمها الفصل اذا حدث قصر دائم بين أى موصل والأرض ، وفى هذه الحالة فان التغذية سوف تنقطع كلية عن القاهرة من السد العالى . مما يؤدى الى زيادة التحميل على محطات التوليد الحرارية ، الأمر الذى قد يؤدى بالتالى الى خروجها من التزامن وانقطاع التيار كلية عن غالبية المستهلكين .

ولزيادة ضمانات استمرار التغذية فان الأمر يتطلب الاحتفاظ باحتياطى دائر فى المحطات الحرارية واستخدام أجهزة فصل الأحمال تلقائيا عند انخفاض الذبذبة . وستقوم هذه الأجهزة بفصل بعض الأحمال غير الهامة فى حالات تعطل أحد مصادر التوليد حتى تتمكن الوحدات الحرارية الدائرة من الاستجابة للاحمال الفجائية الملقاة عليها .

وعند عودة الذبذبة الى قيمتها الطبيعية يجرى اعادة توصيل الأحمال المفصولة اما تلقائيا أو يدويا .

وعلى ذلك فان القدرة الممكن نقلها على الخطوط جهد ٥٠٠ ك.ف فى المرحلة الأولى للتشغيل أى بدائرة واحدة تتوقف على الخواص الديناميكية لوحدات التوليد الحرارية وكذا الفصل التلقائى للاحمال تبعا للذبذبة .

وعند استكمال محطة كهرباء السد العالى بجميع وحداتها وتنفيذ الشبكة الكهربائية الموحدة طبقا للمشروعات الجارى تنفيذها ، وعند بلوغ مستوى الأحمال الكهربائية بالجمهورية الى المستوى الذى يتقبل عنده الطاقة الكلية للسد العالى فان القدرة القصوى الممكن نقلها على الخطوط جهد ٥٠٠ ك.ف تتحدد بالاستقرار الاستاتيكى والديناميكى للنظام وتقدر هذه القدرة بحوالى ١٣٠٠ ميجاوات يمكن زيادتها بتركيب مكثفات موصلة على التوالى طبقا للاحتياجات المستقلة .

البيـــان	عدد الموصلات فى الحزمة			
	١	٢	٣	٤
المعاوقة الحثية (أوم / كم)	٠٫٤	٠٫٣٣	٠٫٣	٠٫٢٨
المعاوقة المميزة (أوم)	٣٧٥	٣١٠	٢٨٠	٢٦٠
الحمل المناظر للمعاوقة المميزة (م.و.م)	٦٧٠	٨١٠	٩٠٠	٩٦٠

بحـــيرة ناصر

والامكانيات الزراعية لشواطئها

وعلاقتها بالتوسع الأفقى فى جنوب الوادى الجديد

للمهندس ابراهيم السيد عساف

أولا ــ بحيرة ناصر :

مقـــدمة :

تبلغ مساحة الجمهورية العربية المتحدة ١٩٨ر٣٨٦ ميلا مربعا يزرع منها ٥٠٠ر١٣ ميلا مربعا فقط ((أى بنسبة لا تزيد عن ٥ر٣ ٪ من جملة مساحتها .. ويعيش على هذه النسبة الصغيرة ٩٩ ٪ من السكان)) .

وتقدر المساحة المنزرعة بحـوالى ٠٠٠ر١٠٠ر٦ فدان يعيش على مواردها الزراعية ٠٠٠ر٨٣٠ر٣٠ نسمة أى بمتوسط كثافة قدره ٠٠٠ر٢ نسمة لكل ميل مربع من الأرض الزراعية وهذه تعد من أعلى الكثافات السكانية فى العالم .

وكان للزيادة المطردة فى تعداد السكان فى الجمهورية العربية المتحدة مع ضيق الرقعة الزراعية أن اتجه التفكير مع انبثاق ثورتنا المجيدة فى ٢٣ يوليو سنة ١٩٥٢ الى العمل الجـدى لرفع مسـتوى دخل الفرد ومعيشته عن طريق استغلال كل شبر صالح للزراعة أينما وجد وكل قطرة من المياه حيثما كانت سواء ما كان منها عن طريق مياه النيل أو ما كان مختزنا فى باطن الأرض ولم تمتد اليه يد الاستفادة .

ولهذا قامت المؤسسة المصرية العامة لتعمير الصحارى باستغلال وتعمير الأراضى الصالحة للزراعة فى الوادى الجديد والساحل الشمالى الغربى وسيناء ووادى النطرون .

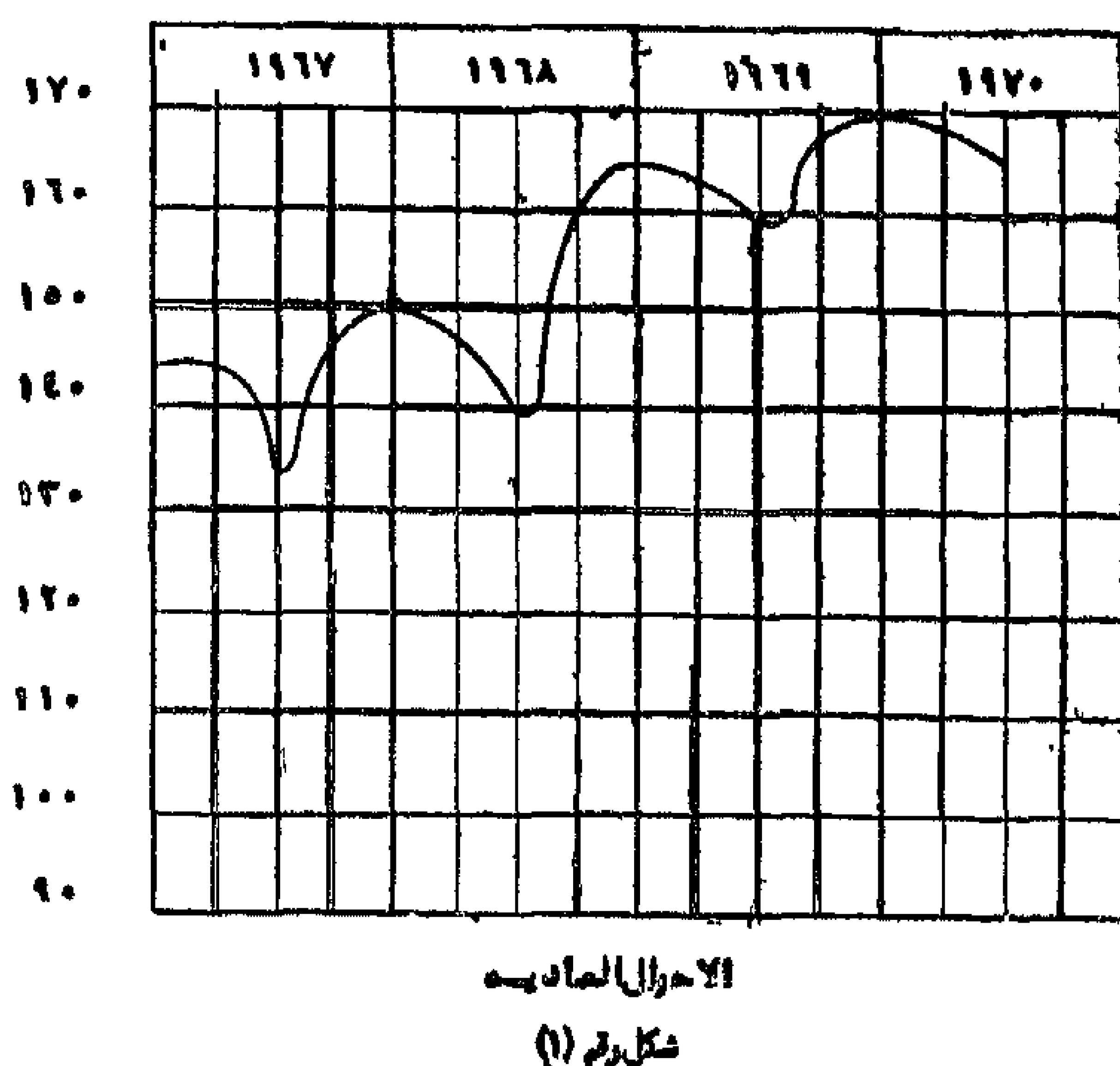
... واليوم ومشروع السد العالى يأخذ طريقه شامخا قويا ليحاكى أكبر المشروعات العالمية تأثيرا فى اقتصاديات الشعوب ورفاهيتها .

وعندما يكتمل بناء السـد العـالى عام ١٩٦٨ ستتكون أمامه بحيرة عذبة طولها داخل حـدود (ج٠ع٠م) ٣٥٠ كم وعرضها يتراوح بين عشرة الى ستين كم بمتوسط عشرة كيلو مترات تقريبا واقعة معظمها فى المنطقة الاستوائية تلك هى بحيرة ناصر . ولا شك أن وجود هـذه البحيرة فى تلك المنطقة وتذبذب مستوى المياه فيها موسميا سيجعل الاستفادة بالسد العالى ليست مقصورة فقط على

استغلال المناطق الصالحة للزراعة خلف السد وانما سيتعداها الى احياء الموارد الزراعية لمنطقة النوبة القاحلة نظرا لأن وجود البحيرة سيترتب عليه عدة احتمالات فى التوسع الزراعى فى هذا المجال كالآتى :

١ — لما كان منسوب المياه فى البحيرة سيتذبذب سنويا بين مستوى منخفض نتيجة للتصرف المطلوب للزراعة خلف السد ومستوى مرتفع نتيجة للتخزين فان مساحات كبيرة من شواطىء البحيرة ستتعرض للغمر الموسمى نتيجة لعملية الملء ثم تنحسر عنها المياه نتيجة للتفريغ تاركة خلفها تربة مشبعة بالمياه الأمر الذى يمكن من استغلالها بطريقة مشابهة تقريبا لأسلوب الزراعة الحوضية المعروف من قديم الزمان ولو انها ستختلف فى التفاصيل من حيث مواعيد الزراعة وطول الموسم والاستغناء عن مشروعات الرى أو الصرف وهو أمر له أثره من وجهة خفض التكاليف .

والكشف بعده يبين المساحات التى ستتعرض للكشف والغمر بين كنتورى ١٤٧ — ١٨٠ على أساس أن الذبذبة حوالى ٥ أمتار سنويا والمساحات التى ستروى بالرفع بين كنتورى ١٨٠ — ٢٠٠ .



شكل رقم (١)

علما بأن هذه المساحات اجمالية مأخوذة من الخرائط الطبغرافية مقياس ١ : ٢٥٠٠٠ دون النظر الى صلاحية التربة للزراعة بالطريقة البعلية .

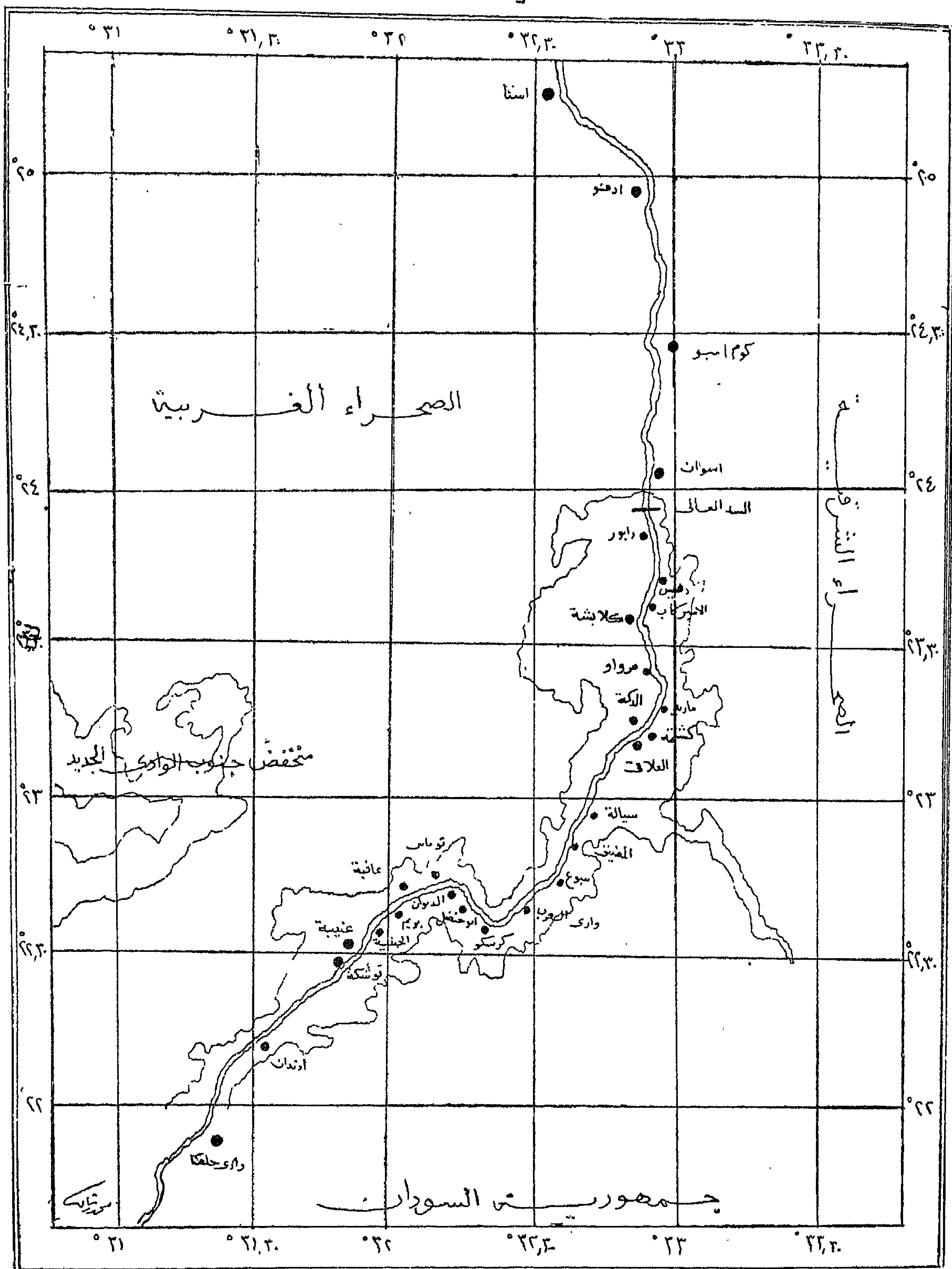
٢ — استغلال مياهه بالرفع من آبار فى رى المساحات التى مناسيبها تعلو ١٨٠ م٢ تقريبا وذلك بعد استصلاحها .

كشف

يبين مساحات الأراضى بالمناطق المختلفة بشواطىء بحيرة ناصر ومناسيبها

م	اسم المنطقة	الموقع	١٤٧ — ١٥٠	١٥٠ — ١٨٠	١٨٠ — ٢١٠	المجموع
١	كلابشه	غرب النيل	٢٥٠٠	٤٦٠٠٠	٦٦٠٠٠	١١٤٥٠٠
٢	قورته / الدكة	«	١٥٠٠	٢٤٠٠٠	—	٢٥٥٠٠
٣	توشكا / أبو سمبل	«	٩٥٠٠	١٣٣٠٠٠	١٢٠٠٠٠	٢٦٢٥٠٠
٤	عافية	«	٤٠٠	٧٠٠٠	—	٧٤٠٠
٥	بلانة	«	١٢٠٠	٨٠٠٠	—	٩٢٠٠
			١٥ر١٠٠	٢١٨ر٠٠٠	١٨٦ر٠٠٠	٤١٩ر١٠٠
٦	العلاقى والسيالة وادندان	شرق النيل	٧٩٠٠	١٠٠٠٠٠	١٠٥٠٠٠	٢١٢٩٠٠
٧	قسطل	«	—	٥٠٠٠	—	٥٠٠٠
٨	خور اندان	«	٢٠٠٠	—	—	٢٠٠٠
			٩ر٩٠٠	١٠٥ر٠٠٠	١٠٥ر٠٠٠	٢١٩ر٩٠٠
	الاجمالى		٢٥٠٠٠	٣٢٣٠٠٠	٢٩١٠٠٠	٦٣٩٠٠٠

خريطه (١)



بحيرة ناصر

وتهدف هذه الى ابراز أهمية المبادرة فى اجراء الدراسات اللازمة من امكانيات استغلال هذه المساحات من شواطىء بحيرة ناصر للانتاج الزراعى مستقبلا .

من كل ما سبق وبالنظر الى الخريطة رقم (١) يتضح ان بحيرة ناصر تقع جنوبى مدينة أسوان مباشرة بين خطى عرض ٢٤ ، ٢٢ر٣٠ شمال خط الاستواء وفى المنطقة المدارية ، وتأخذ أقصى اتساع لها الى غرب مجرى النيل .. وسيصل منسوبها بعد اكتمال بناء السد ١٨٠ مترا فوق سطح البحر . وتقع البحيرة بين خطى طول ٣٣ر٣٠ ، ٣١ غربا .

المنــاخ

الرياح :

ترتبط الرياح السائدة على منطقة بحيرة ناصر بمنطقة الضغط المنخفض الدائمة والمتمركزة فى المنطقة الاستوائية فى قلب افريقيا حيث تهب اليها الرياح التجارية الدائمة شمالية وشمالية غربية من خفيفة الى معتدلة ــ صيفا وشتاء ــ وعلى مدار السنة وتختلف سرعة هذه الرياح بارتفاع الحرارة وانخفاضها . فتبلغ فى شهر يناير ــ وهو أبرد الشهور ــ ٣ر٦ كم/ساعة تزداد تدريجيا فتصبح ٨ر١١ كم/ساعة ثم تعود الى الانخفاض التدريجى حتى نهاية العام .

الامطــار :

تعتبر منطقة بحيرة ناصر امتدادا طبيعيا للنطاق الصحراوى الجاف الممتد عبر افريقيا من شرقها الى غربها فى نصفها الشمالى فيما يسمى بالصحراء الكبرى . والامطار هنا نادرة السقوط .. واذا سقطت فهى لا تتعدى عشر ملليمترات فى السنة خلال شهرى ديسمبر ويناير عندما تتوغل أعاصير الرياح العكسية الشمالية الغربية حيث تنقلها الرياح التجارية السائدة على المنطقة ، وهذا القدر من الامطار لا يعول عليه فى التنمية الاقتصادية الزراعية .

الحــرارة :

وكما قلنا ان البحيرة تقع فى نطاق المنطقة المدارية الحارة لقربها من التسامت الاستوائى حيث تتعامد الشمس فى الاعتدالين على خط الاستواء وفى الصيف على مدار السرطان الذى يخترق منتصفها تقريبا ، كانت المعدل الحرارى مرتفعا نسبيا ، وأعلى درجات الحرارة المتوقعة هى بلا شك فى شهور الصيف (يونيو ويوليو وأغسطس) حيث تصل أعلى قمتها فى يوليو ٥٥١ مئوية تأخذ فى الانخفاض التدريجى حتى تصل الى أقصى نهاية صغرى لها فى شهر ديسمبر ٥ر٢٥ مئوية .

الرطوبة :

تقترن الرطوبة المتسببة دائما بالحرارة والبخر أو بالامطار ولهذا نجد أن أعلى نسبة للرطوبة فى منطقة بحيرة ناصر تقع فى شهر ديسمبر حتى تصل الى ٤٥٪ بينما هى فى يوليو (فصل الجفاف) ٢٤٪ فقط .

البخــر :

وجود بحيرة ناصر واتساع سطحها ووقوعها فى منطقة مدارية حارة يزيد من نسبة البخر حيث تشتد الحرارة فى يوليو وأغسطس مع وجود هذا المسطح المائى الهائل فترتفع نسبته فى الجو فتصل أعلى كمية له فى شهر يونيو ٢٣ ملليمتر بينما يهبط هذا الرقم فى ديسمبر ويناير الى ٤ر٩ ملليمتر .

والجدول الآتى يبين الظروف الجوية للمنطقة من حيث متوسط درجة الحرارة والرطوبة النسبية وسرعة الرياح وكمية البخر .

التضاريس :

منطقة بحيرة ناصر يحدد شكلها طبوغرفيا خطوط الكنتور ١٨٠/٢٠٠ حيث تقع البحيرية بين مرتفعات فى شرق النيل وغربه وتنحدر اليها بعض الوديان الجافة من كلا الجانبين الشرقى والغربى تشكل منخفضات وجيوب طولية أهمها وابوز وكركر ووادى الفالق ووادى كلابشة ومنطقة الدكة وعافية فى غرب البحيرة أما فى شرقها فتوجد

جدول رقم (٢)

قياسات	يناير	فبراير	مارس	ابريل	مايو	يونيو	يوليو	أغسطس	سبتمبر	أكتوبر	نوفمبر	ديسمبر
متوسط الحرارة اليومى	١٥,٦	١٧,٤	٢١,٥	٢٦,٤	٣٠,٨	٣٣,٠	٣٣,٤	٣٣,٣	٢١,٢	٢١,٤	٢٢,٨	١٧,٥
أعلى النهايات العظمى للحرارة	٣٢,٨	٣٩,٢	٤٣,٤	٤٨,١	٤٨,٠	٥٠,١	٥١,٠	٤٩,٠	٤٨,٣	٤٦,٤	٤١,٧	٣٧,٠
أدنى النهايات الصغرى للحرارة	٣,٣	١,٧	٥,٥	٩,٣	١١,٠	١٩,٠	٢٠,٢	١٩,٦	١٧,٠	١٢,٢	٣,٠	٢,٥
متوسط النهاية العظمى للحرارة	٢٢,٧	٢٥,٩	٣٠,٤	٣٥,٥	٣٩,٦	٤١,٧	٤١,٥	٤١,٤	٣٩,٦	٣٦,٩	٣٠,٨	٢٥,٥
متوسط النهاية الصغرى للحرارة	٩,٩	١١,٠	١٤,٣	١٦,٩	٢٣,٤	٢٥,١	٢٦,٣	٢٦,٤	٢٤,٠	٢١,٦	١٦,٤	١١,٨
الرطوبة النسبية ٪	٤٤,٠	٣٨,٠	٣١,٠	٢٦,٠	٢٥,٠	٢٤,٠	٢٦,٠	٢٨,٠	٣١,٠	٣٤,٠	٤١,٠	٤٥,٠
سرعة الرياح كم / ساعة	٦,٣	٨,٠	٩,٦	١٠,٠	١١,٨	٩,٣	٧,٤	٨,٥	٧,٦	٨,١	٥,٦	٧,٤
كمية البخر بالملليمتر	٩,٤	١١,٥	١٤,٩	١٨,٣	٢٢,٢	١٣,٠	٢١,٦	٢١,٦	٢٠,٢	١٨,٥	١٢,٩	٩,٤

منخفضات دهيس وأبو هور وكشتمه والعلاقى ووادى السبوع ووادى العرب وتوشكه وكلها بمثابة منخفضات طولية تنحدر الى البحيرة .

السطح :

سطح منطقة بحيرة ناصر بين هادىء ومتموج ومتعرج وخشن (أى صخرى) والبحيرة تمتد فى منطقة الحجر الرملى النوبى ، وأغلب الأراضى المتاخمة لها من جهة الغرب عبارة عن تجمعات رملية تعلو الحجر الرملى ذات سطح مستو نسبيا والى جنوب اسوان بحوالى ٢٦ كم تظهر بعض التكوينات البركانية واضحة فى جبل أبو ستيت وجبل العصر تغطيها ترسيبات رملية .

وتظهر أحجار الحجر الرملى النوبى فى مناطق متفرقة جنوب خط عرض ٣٠ر٢٣° على الشاطىء الغربى للبحيرة .

التربة :

تشير الخريطة المورفوبيدولوجية العامة التى رسمها الدكتور شطا فى بحثه المقدم عن منطقة جنوب النوبة القبلية ، أن الغالبية العظمى للاراضى المتاخمة لبحيرة ناصر من الغرب عبارة عن تجمعات رملية تعلو طبقات الحجر الرملى النوبى وأن السطح فى هذه المناطق مستوى نسبيا ــ هذا وتوجد بعض المساحات الممتدة جنوب اسوان بحوالى ٢٦ كم تتكون هذه الأراضى من أحجار بركانية عارية تغطيها ترسيبات رملية وبالاضافة الى ما تقدم يوجد أيضا فى مواقع متفرقة ولا سيما جنوب خط عرض ٣٠ ٢٣ وفى مواقع متفرقة على امتداد الشاطىء الغربى الى الداخل بعيدا عن النيل أحجار من الحجر الرملى النوبى معراه فى الغالب ولو أنها تغطى فى بعض المواقع بمواد مختلفة الأحجام .

وقد تم تجميع الدراسات الاستكشافية عن أراضى منطقة النوبة غرب النيل بالاضافة الى الصور الجوية وبعض الجسات الحقلية فتوضح أن الاراضى المتاخمة لشواطىء البحيرة فى هذه المناطق يمكن أن تتميز بالاقسام الاتية :

(ا) أراضى سطحها مستوى وترتبتها ناعمة القوام (طميية طينية سلتية) ذات أعماق مختلفة تكونت أغلبها فوق ترسيبات نهرية جديثة

ويشكل جزء كبير منها مساحات صالحة للزراعة . .

(ب) أراضى خشنة القوام (طميية رملية زلطية) معظمها ضحل العمق تكونت أغلبها فوق حجر رملى وتعتبر امكانيات الزراعة محدودة وتنقسم طبقا لتضرس سطحها الى قسمين :

١ - أراضى سطحها مستوى .
٢ - أراضى سطحها مستوى الى متعرج .

(ج) أراضى ترتبتها متوسطة القوام ضحلةمتوسطة العمق تكونت فوق حجر جيرى وتعتبر المساحة الصالحة للزراعة فيها عموما قليلة وتنقسم كذلك طبقا لتضرس سطحها الى قسمين :

١ - أراضى سطحها مستوى الى متموج .
٢ - أراضى سطحها متعرج الى شديد الانحدار .

(د) أراضى سطحها مستوى الى متموج ترتبها متوسطة القوام عميقة تكونت أغلبها فوق ترسيبات نهرية وتعد نسبة من هذه الأراضى صالحة للزراعة .

(هـ) أراضى مستوية الى متموجة السطح تربتها متوسطة القوام ضحلة العمق تكونت على حجر جيرى وعموما فان المساحات الصالحة للزراعة من هذه الأراضى تعد ضئيلة .

(و) أراضى رملية سطحها مسوى الى شديد الانحدار .

(ز) أراضى حجرية غير صالحة للزراعة .

يتضح من البيانات التى قدمتها الدراسات المذكورة أن معظم الأراضى المتاخمة لشواطىء بحيرة ناصر ذات قدرة انتاجية منخفضة اذا ما بنى تقييمها على أساس تكاليف تهيأتها للتنمية الزراعية تحت ظروف الرى. غير أن فكرة استغلال الأجزاء التى ستتعرض للغمر الموسمى لبعض الزراعات التى تلائمها هذه الظروف العادية لتصنيف المقدرة الانتاجية وذلك لأن العوامل الرئيسية التى يبنى عليها هذا التصنيف يشمل : القوام - العمق - الملوحة - تضرس السطح - الصرف - تكاليف الرى . .

ومن المفهوم أن هذه العوامل أو معظمها لن يكون لها أثر كبير عند النظر فى استغلال الشواطىء بالطريقة المقترحة فى هذه المذكرة اذ أنه حتى فى حالتى القوام الخشن والعمق الضحل وأثرهما السلبى من حيث قدرة الاحتفاظ بالمياه وكفاءة التربة فى اختزان المياه الكافية للانتاج النباتى يمكن تقليله اذا ما اختيرت أنواع الزراعة الملائمة .

أما الملوحة فلن تكون مشكلة وكذلك الصرف كما أن الرى سيتوقف تكاليفه على نوع الزراعات وحاجتها الى الرى الاضافى ويمكن اعتبار تكاليف الرى هذه ضئيلة جدا اذا كانت الزراعات من المحاصيل الحقلية كالحبوب .

ولا شك أن الاستغلال الأمثل لهذه المساحات لن يتسنى الا على أساس نتائج دراسات علمية مفصلة بالنسبة لعلاقات الأرض والنبات والمياه ولذا يجب أن يرسل لها برنامج تفصيلى عاجل سيأتى ذكره فيما بعد .

والمساحات الصالحة منها للزراعة ضئيلة . .

- أراضى رملية سطحها من مستوى الى شديد الانحدار .
- أراضى حجرية خشنة غير صالحة للزراعة .

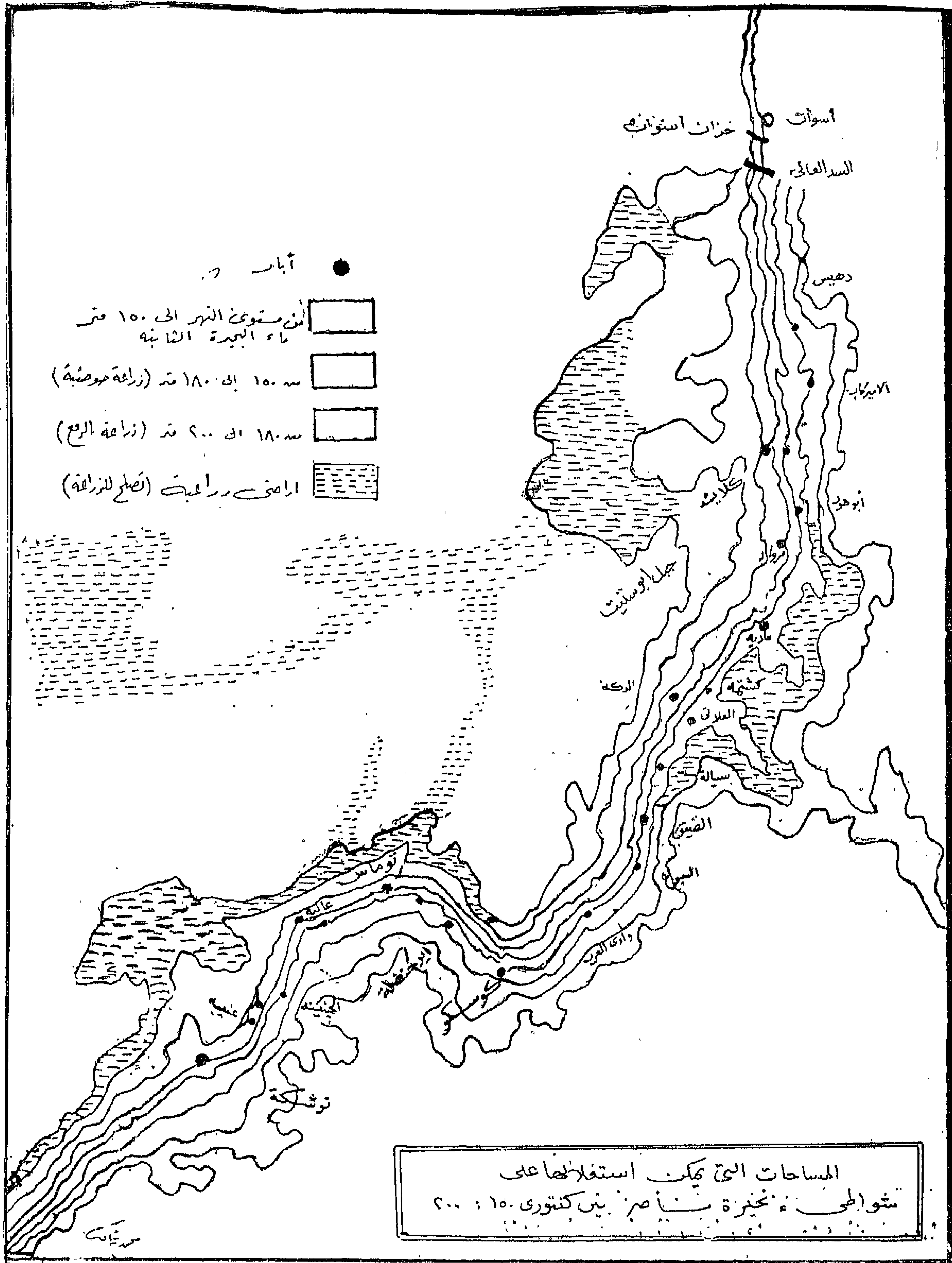
وعموما نسبة الأملاح فى هذه الأراضى نسبةعادية زيادة على كونها أملاح تذوب فى الماء يمكن غسل الارض منها .

المياه :

لا شك أن منسوب المياه فى البحيرة سيتذبذب كنتيجة حتمية لعاملين أساسيين هما التخزين والتصريف . . وفى حالة التخزين سيرتفع منسوب المياه ليغمر مساحات واسعة ستتعرض للغمر الموسمى كنتيجة لملء البحيرة . . ثم تنحسر هذه المياه كنتيجة للتصريف تاركة اياها مشبعة بالمياه . . الأمر الذى يمكن معه استغلال زراعتها بأسلوب الزراعة الحوضية وهذه الأراضى تمتد بين خطى كنتور ١٤٧ ، ١٨٠ مترا .

هذا وسيترتب على وجود البحيرة . . وجود مستوى للمياه الجوفية نتيجة لتسرب المياه من البحيرة ، يمكن استغلاله بالرفع عن طريق الابار فى رى الاراضى التى يعلو منسوبها خط كنتور ١٨٠ متر (انظر خريطة ٢) .

خريطة رقم (٢)


أسوان
خزان أسوان
السد العالي
من مستوى النهر الى ١٥٠ متر ماء البحيرة الثابتة
من ١٥٠ الى ١٨٠ متر (زراعة موسمية)
من ١٨٠ الى ٢٠٠ متر (زراعة الري)
اراضي زراعية (تصلح للزراعة)
كلابشة
السبوع
وادي العرب
كورسكو
توماس
عنيبة
توشكة
المساحات التي يمكن استغلالها على
شواطئ بحيرة ناصر بين كنتوري ١٥٠ : ٢٠٠

موارد المياه :

المياه السطحية :

يبين الدياجرام المرفق شكل (رقم ١) منحنى التنبؤ لمتوسط مناسيب المياه فى البحيرة فى الفترة من عام ١٩٦٧ الى عام ١٩٧٠ طبقا لبيانات وزارة السد العالى ويتضح منه أنه لا ينتظر أن يقل منسوب المياه فى البحيرة عن ١٦٥ متر بعد عام ١٩٧٠ مع احتمال الوصول الى منسوب ١٨٠ قبل عام ١٩٧٥ .

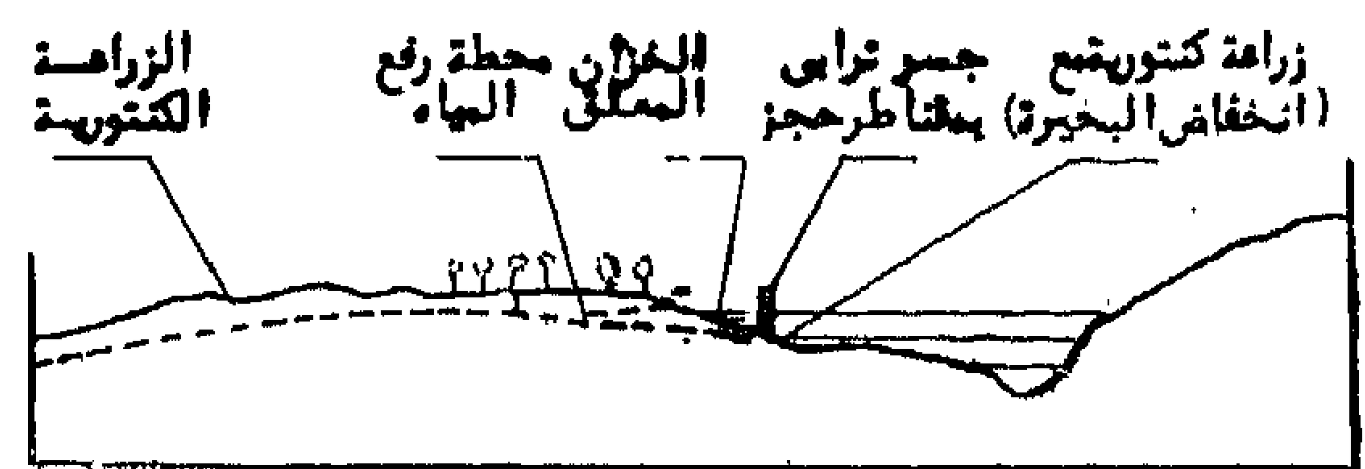
هذا ومن المعروف أن تركيزات الأملاح بمياه البحيرة ستكون منخفضة جدا ولو أن محتواها من الطمى سيكون قليلا لا سيما فى المناسيب العالية وكلما اتجهنا شمالا .

هذا ومن اليسير الانتفاع بكميات مناسبة لهذه المياه لرى الأراضى المكشوفة صناعيا بعد انحسار المياه عنها لاستمرار رى المزروعات .

الخزانات المعلقة :

تبين من الدراسة الطبوغرافية للمنطقة أنها تشتمل على أخوار وجيوب تتصل بالنيل عن طريق خوانق ضيقة .. وفى حالة غمر البحيرة فسيمثل مستوى سطح الماء خطا كنتوريا يتعرج ويتداخل حسب طبيعة الأرض .. وهذا التعرج والتداخل يمتلىء بالماء أثناء الفمر وارتفاع مستوى المياه الى أعلى منسوب .. ويمكن عزل هذه الجيوب بجسور ترابية تزود بقناطر أو برابخ تسمح بدخول المياه الى هذه الخزانات عند ارتفاع منسوب الماء فى البحيرة .. وفى حالة انحسار المياه وتذبذبها يمكن استخدام هذه الخزانات لرى الاراضى الواقعة على شاطىء البحيرة ريا دائما كما يمكن زراعة هذه المساحات بالاشجار المثمرة أو الاقتصادية المعمرة .. ويمكن تبعا لذلك استغلال المياه المخزونة فى حالة انحسار الماء وهبوط مستواه كنتيجة لتصرفها للرى .

(قطاع يبين الخزان المنعزل بالنسبة لسطح بحيرة ناصر)



شكل (٢)

المياه الجوفية :

نالت منطقة النوبة عناية كبيرة من حيث الدراسات الهيدرولوجية التى اهتمت باجرائها وزارة السد العالى لعلاقتها بقياس كمية التسرب من مياه البحيرة امام السد وساهمت فى هذه الدراسات مؤسسة الصحارى لما لهذه النواحى من أثر مباشر على خزان المياه الجوفية فى الوادى الجديد ومستقبلا فى منطقة جنوب الوادى الجديد — لهذا أجريت عدة دراسات أساسية شملت عمليات المساحة الطبوغرافية والجوية والبحوث الجيوفيزيقية والجيولوجية بالمنطقة بالاضافة الى التعاقد على حفر ٢٦ بئر لتجميع بيانات جيولوجية وهيدرولوجية على جانبى النيل وكذلك تم عمل اختبارات تصرف لكل طبقة حاملة للمياه بهذه الآبار وبأمل انتهاء هذه الدراسات أن تتجمع مزيدا من البيانات عن الجيولوجية تحت السطحية والهيدرولوجية وبالتالى يمكن ربطها بما سبق بحثه من النواحى الجيولوجية والجيوفيزيقية وفى نفس الوقت ستجهز الآبار المذكورة بمسجلات أتوماتيكية لمناسيب المياه الجوفية تمهيدا لاستعمالها كآبار رصد على المدى الطويل .

وتوجد علاقة وثيقة بين النيل ومشروع الوادى الجديد اذ أن النيل يمر فى طبقات الحجر الرملى النوبى ولمسافة طويلة من وادى حلفا على حدود السودان الى جنوب الأقصر وهى مسافة لا تقل عن ٥٠٠ كيلو متر وفى هذه المسافة يتوقع أن يفقد النيل جزءا من مياهه فى الحجر الرملى النوبى وفى بعض الأجزاء يتغذى النيل من مياه الخزان الجوفى وخاصة عندما ينخفض منسوبه .

ولقد ورد فى نفس المذكرة أنه سبق أن أثبت (بول) أن النيل يتغذى من مياه الخزان الرملى بجوار بلدة (دكا) جنوب اسوان بحوالى ١٠٠ كيلو متر وقدرت هذه المياه بحوالى ١٣٧٫٠٠٠م٣ تقريبا ويضيف هذا المرجع أيضا أنه بعد الانتهاء من بناء السد سيزيد منسوب التخزين فى بحيرة ناصر تدريجيا ويصل الى أعلى منسوب له (١٨٠ م فوق سطح البحر) عام ١٩٨٠ أى أن متوسط التخزين فى بحيرة ناصر سيكون ١٨٠م فوق سطح

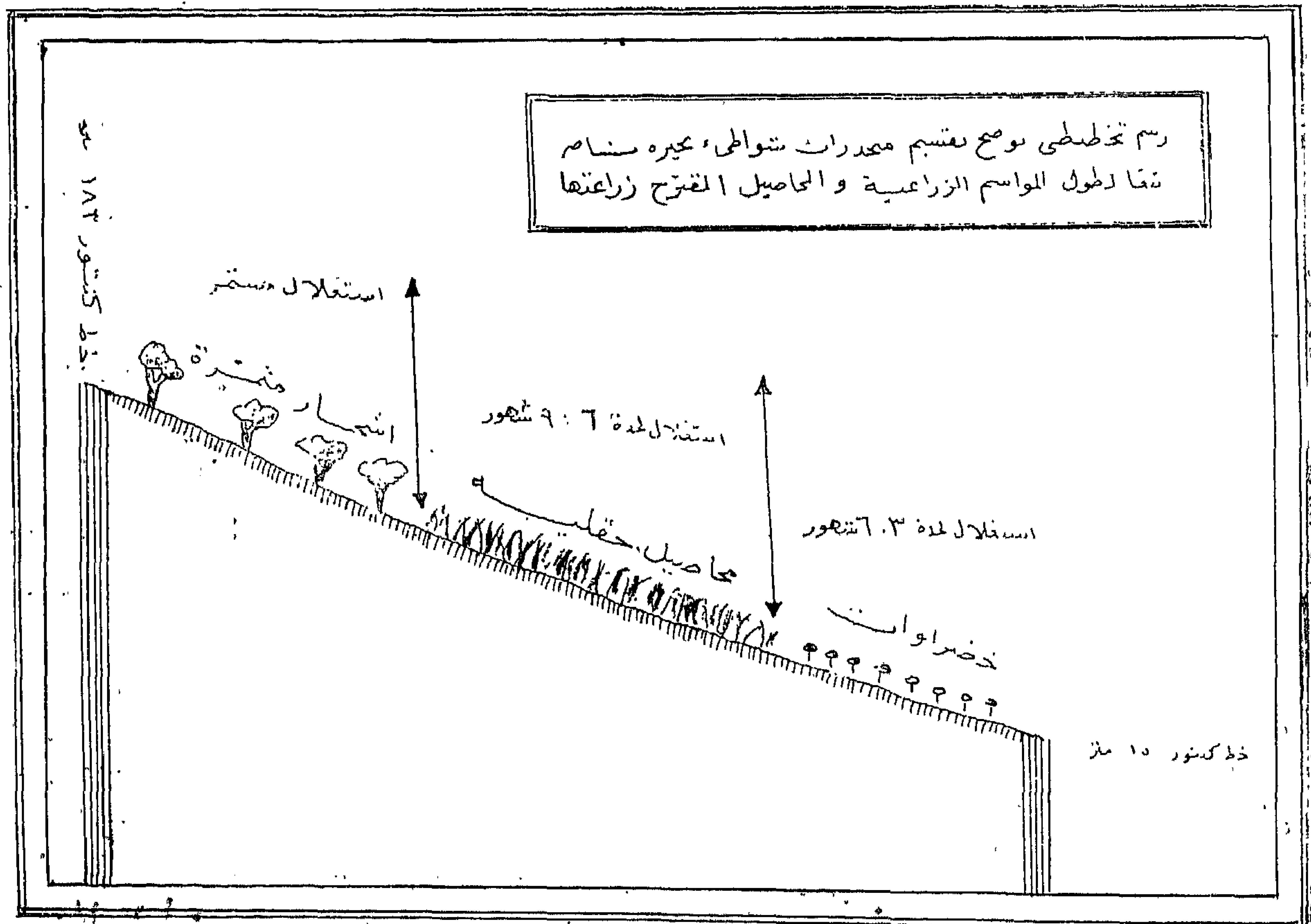
البحر أى بزيادة قدرها ٥٠م عن متوسط التخزين الحالى وهذه الزيادة بطول البحيرة وهى حوالى ٥٠٠ كم (بما فيه الجزء الذى يقع فى ج.ع.م) ممتدة فى الحجر الرملى النوبى ـ ولهذا فمن المتوقع عدم فقد ١٣٧٠٠٠٠ م٣ يوميا كان النيل يتغذى بها من الخزان الجوفى بجانب ذلك من المتوقع أن يغذى النيل الخزان بمثل هذه الكمية يوميا نتيجة التسرب خلال طبقات الحجر الرملى النوبى وبذلك يمكن اعتبار النيل أحد مصادر تغذية الخزان الجوفى بعد عام ١٩٧٠ .. وكذلك أن عمليات الحفر التى أجريت بمعرفة وزارة السد العالى أثبتت وجود مصدر ماء أرضى فى طبقات الحجر الرملى يعتمد كلية من مصدره المائى على النيل ويضيف الى ذلك بخصوص احتمالات المياه الجوفية فى منطقة جنوب الوادى الجديد ان ما هو موجود من هذه المياه فى منطقة النوبة يمكن استنباطها حول منطقة الدكة (حوالى ١٥٠ كم جنوب اسوان) وهى مياه يمكن استخدامها للزراعة العادية .

مما تقدم يتضح أن هناك احتمالات كبيرة للانتفاع بالمياه الجوفية فى المنطقة عن طريق دق آبار وتركيب طلمبات عليها لتساعد فى الرى فى السنوات التى لا تعلو مياه البحيرة فيها الى مناسيب أرض الزراعة .

المحاصيل :

ان استغلال الأراضى الواقعة فى متاخمة البحيرة أمر مرهون بتذبذب المياه بين كنتورى ١٥٠ ، ١٨٠ وهذه الذبذبة ستمكن من زراعة المحاصيل الملائمة على أن تتدرج هذه المحاصيل من أشجار اقتصادية معمرة فى خطوط الكنتور العليا التى ستغمرها المياه أقل فترة فى السنة . الى المحاصيل الحقلية فى خطوط الكنتور الوسطى والتى ستغمر بالمياه لفترة تصل الى نصف عام .. وأخيرا الى محاصيل ذات فترات نمو قصيرة كالخضروات فى خطوط الكنتور السفلى كما هو مبين **بالخريطة رقم (٣)** .

خريطة رقم (٣)



ويمكن تبعا للظروف المناخية السائدة الاهتمام بزراعة المحاصيل الآتية :

١ ـ البن : خاصة النوع المعروف باسم اكسليا والعربى .

٢ ـ الكاكاو : وخاصة أصناف الترناموتريوس والكرابولور والاميلوناد والكولا باسيلوس .

٣ ـ الكولا : وخاصة أنواع الكولانتدا ، وكولا اكيوميناتا .

٤ ـ الأناناس : وخاصة أصناف الكابين ـ كابازونى كوين ـ احراسبانيا ـ هيلو .

٥ ـ جوز الهند .

٦ ـ نخيل الزيت : وخاصة صنف ريوراد وسلالاته .

٧ ـ أشجار الجاك فروت والبريد فروت .

أما الزراعة التى كان يعتمد عليها أهالى النوبة فتشمل الكشرنجيج واللوبيا والجرنة والذرة الرفيعة .

مناطق التوسع المحتملة

ذكرنا فيما سبق ذكره أن البحيرة تنفتح على سهول ووديان من شرقها وغربها وسيعطى أربعة منها أولوية فى الدراسة نظرا لتوفر بعض البيانات الجيولوجية والطبوغرافية وتصنيف التربة (انظر الخريطة رقم ٤) .

أولا الضفة الغربية :

١ ـ وادى كلابشة :

يقع غرب النيل جنوب اسوان لمسافة ٨٠ كم ويمتد هذا الوادى تحت كنتور ١٥٠ متر حوالى ١٤ كم غرب النيل بعرض يتراوح بين ١ كم الى ٣ كم .. حيث هناك أرض تبلغ مساحتها ١٢٫٠٠٠ فدان منخفضة نسبيا عما حولها تمثل منخفضا يمكن عزله بسد ترابى وقنطر حجر للمياه حتى يمكن استغلاله كخزان يروى الأراضى الواقعة فوق كنتور ١٨٠ مترا .

٢ ـ قورته والدكة :

فى الجهة المقابلة لوادى العلاقى على الضفة الغربية للنيل حيث توجد مساحات واسعة تتميز طبوغرافيتها بمسطح ذى انحدار خفيف بالاضافة الى أنها تشمل مساحات واسعة بين كنتورى ١٨٠ متر ، ٢٠٠ متر .

٣ ـ وديان منطقة توشكة :

وتمتد شمالا من ابريم مارة بعنيبه وتوشكا وابى سنبل حتى بلانة وتمتاز هذه الاراضى بالانحدار السهل .

ثانيا ـ الضفة الشرقية :

١ ـ وادى العلاقى والسيالة :

وهى أرض رملية سلينة أو رملية منقولة تجمعت فوق الحجر الرملى النوبى ويختلف عمق هذه التربة من مكان الى آخر حسب عمق ترسيب التربة فوق هذا السطح .

٢ ـ وادى قسطل وأدندان :

وتعد هذه المنطقة من أجود الأراضى التى يمكن استغلالها وتلى منطقة بلانة فى مستوى صلاحيتها حيث شوهدت بها طبقة طميية سمراء فى بعض المواقع .

الدراسات المقترحة

١ ـ تصنيف التربة :

يعتبر تصنيف التربة من أهم مراحل الدراسات التى ينبغى أن تمهد لعملية الاستغلال على كافة مستوياته مع اعطاء أولوية لمنطقة توشكا ـ البلانة على التفصيل الآتى :

- منسوب ١٥٠/١٦٠ متر استكشافى عام .
- منسوب ١٦٥/١٨٠ متر استكشافى ١/٢ تفصيلى بواقع ١ كم × ١ كم بما يوازى جسه لكل ٢٥٠ فدان
- منسوب ١٨٠/٢٠٠ متر استكشافى ١/٢ تفصيلى بواقع ١ كم × ١ كم أى بما يوازى جسة لكل ١٢٥ فدان .

خريطة رقم (٤)

اسنا

ادفو

الصحراء الغربية

كوم امبو

الصحراء الشرقية

اسوان

السد العالي

كلابشة

١

٢

٣

٤

٥

وادي حلفا

جمهورية السودان

(انظر اللوحة رقم ٥)

٢ ـ طرق الرى :

سبق أن نوهنا الى كيفية استغلال موارد المياه للرى عن طريق :

(أ) الآبار : باعتبار أن المناطق المحصورة بين كنتورى ١٨٠ ، ٢٠٠ هى منطقة الاستقرار والرى الدائم لزراعة الأشجار والبساتين والزراعات المستديمة وسيكون رى هذه الأراضى عن طريق ضخ المياه من البحيرة رأسا بواسطة طلمبات عائمة أو بالرفع من آبار ثابتة تتغذى من المياه الجوفية .

(ب) الغمر الموسمى : وتشمل المنطقة التى سوف يتذبذب فيها منسوب التخزين سنويا وذلك فى حدود خمسة أمتار فى العام فى المنطقة المحصورة بين منسوب ١٤٧ ، ١٦٥ (وهو أعلا منسوب متوقع عام ١٩٦٨) أو فى حدود ثلاثة أمتار فى المنطقة المحصورة بين المنسوبين ١٦٥ ، ١٨٠ مترا

(جـ) الخزانات المعلقة : وتحدد هذه الخزانات بدراسة مناسيبها وسعتها وطبيعة تكوينها وكمية التسرب المحتملة ومدى الانتفاع بمياهها فى رى الأراضى المحيطة بها سواء بالرفع الآلى أو بالراحة .

(د) الرى المزدوج : وهو الأسلوب الذى يجمع بين طريقتين أو أكثر من طرق الرى السابقة .

الزراعة

من الواضح أن ظروف بحيرة ناصر والمنطقة المحيطة بها تختلف اختلافا كبيرا عن ظروف دلتا نهر النيل من حيث المناخ والتربة وطرق الرى ، ولذا كان لابد من دراسة أنسب السياسات الزراعية من واقع تجارب ميدانية طويلة الأمد تحدد على الوجه التالى :

١ ـ دراسة أفضل المحصولات التى تلائم ظروف المنطقة مع التركيز على محاصيل الحبوب والأعلاف والمحاصيل الزيتية والخضروات.

٢ ـ دراسة أنسب مواعيد الزراعة وعلاقتها بنوع المحصول والتربة ومدى سرعة انحسار المياه .

٣ ـ دراسة طرق الخدمة الآلية والميكانيكية .

٤ ـ دراسة مدى الحاجة الى الرى الاضافى مع الغمر .

٥ ـ دراسة أنسب عمليات الخدمة المختلفة بما فيها التسميد وأثرها على كمية ونوع الانتاج .

٦ ـ دراسة طول موسم النمو ومدى احتفاظ التربة بالرطوبة على طول الموسم تحت ظروف الزراعات المختلفة .

٧ ـ دراسة الحشرات والآفات التى تصيب النباتات والحيوانات وطرق مقاومتها .

٨ ـ دراسة لأقلمة بعض النباتات الاستوائية .

٩ ـ دراسة مركزة للاقتصاديات الزراعية ولا سيما اقتصاديات الرى الاضافى .

١٠ ـ تجميع مستمر لبيانات الأرصاد الجوية .

١١ ـ تدريب العمال والفلاحين على وسائل الزراعة وأسلوبها .

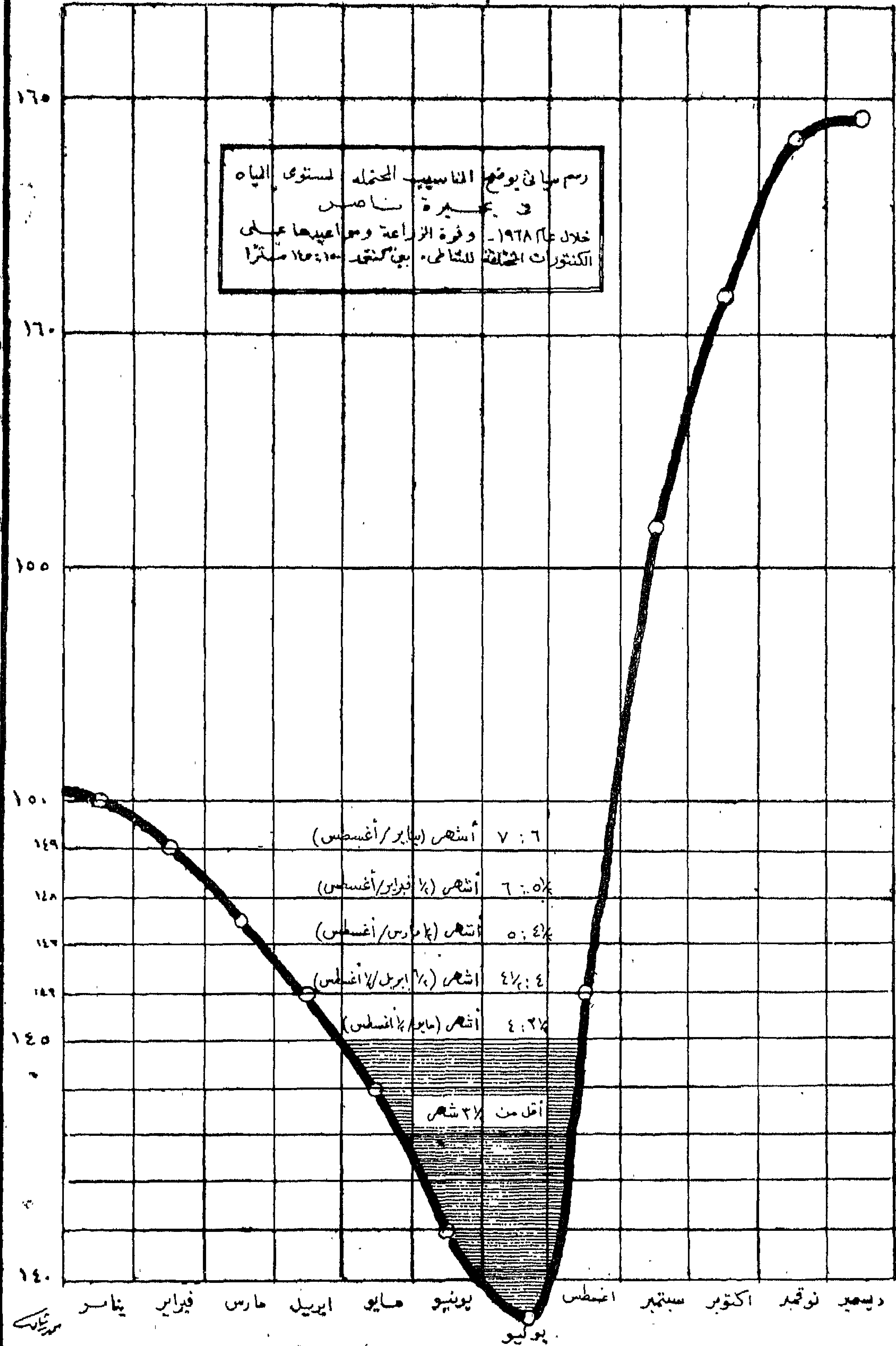
وفى ضوء ما سبق يمكن القول بأن ٦٣٩٫٠٠٠ فدان على شاطىء البحيرة يمكن استغلالها والاعتماد فى وسائل ريها على طرق الرى السابق الاشارة اليها .

محطة التجارب

ان الحصول على بيانات علمية يمكن الارتكاز اليها فى تصميم وتنفيذ مشروعات استغلال الامكانيات الزراعية لهذه المناطق لن يتيسر الا بعد اجراء دراسات وتجارب ميدانية طويلة الأمد بالمنطقة نفسها من خلال محطة للتجارب تكون ثابتة ومستديمة على منسوب ١٨٠/٢٠٠ متر لاجراء كافة الدراسات العلمية المطلوبة وحتى يتم انشاء هذه المحطة يمكن انشاء حقول تجارب مؤقتة فى المساحة الواقعة على منسوب أقل من ١٨٠ متر وهى التى ستغمر أجزاء منها موسميا بالمياه وبالتالى ستكون الزراعة فيها بعلية .

ويراعى فى اختيار موقع محطة التجارب :

- ان تشمل مساحة مناسبة من ١٠٠ الى ٥٠٠ فدان بين كنتور ١٥٠ الى ١٨٠ متر .


اللوحة رقم (٥)
رسم بياني يوضح المناسيب المحتملة لمستوى المياه في بحيرة ناصر
خلال عام ١٩٦٨ - وفترة الزراعة ومواعيدها على الكنتورات المختلفة للشاطئ بين كنتور ١٤٠ : ١٥٠ مترا
٦ : ٧ أشهر (يناير / أغسطس)
٥½ : ٦ أشهر (½ فبراير / أغسطس)
٤½ : ٥ أشهر (½ مارس / أغسطس)
٤ : ٤½ أشهر (½ ابريل / ½ أغسطس)
٢½ : ٤ أشهر (مايو / ½ أغسطس)
أقل من ٢½ شهر
١٦٥
١٦٠
١٥٥
١٥٠
١٤٩
١٤٨
١٤٧
١٤٦
١٤٥
١٤٠
يناير
فبراير
مارس
ابريل
مايو
يونيو
يوليو
اغسطس
سبتمبر
اكتوبر
نوفمبر
ديسمبر

● ان يراعى فى الموقع سهولة السطح ليناسب استعمال الآلات الميكانيكية للزراعة دون تسوية وان تكون قريبة من العمار والا تكون هيئة السد العالى قد قررت اقامة سدود لمنع دخول المياه للموقع . وان تكون التربة صالحة أصلا للزراعة .

لهذا يكون الاقتراح بان يكون مقر المحطة بجوار وادى أبو سمبل هو أجدى وأنفع (خريطة ٦) . حيث :

● سهولة الاعاشة فى مدينة ابو سمبل .

● وجود اراضى كافية للزراعة بين منسوبى ١٥٠ متر ، ٢٠٠ متر .

● يمكن مد طريق ابو سمبل الى جبل العصر المقترح ليكون مركزا للتعمير فى حالة البدء فى استصلاح مشروع جنوب الوادى الجديد .

● وجود ميناء لمدينة أبو سمبل يكون له رصيف عائم مع امكان انشاء مطار بالمدينة .

المنطقة (أ) : ٢٩٠ فدان بيانها كالآتى :

متر

١٠٠ فدان تقع على منسوب كنتور ١٤٩/١٥٠
١٠٠ » » » ١٤٨/١٤٩
٩٠ » » » ١٤٧/١٤٨

المنطقة (ب) : ٢٢٠ فدان بيانها كالآتى :

٧٠ فدان تقع على منسوب كنتورى ١٤٩/١٥٠
٧٠ » » » ١٤٨/١٤٩
٨٠ » » » ١٤٧/١٤٨

اى ان حقلى التجارب سيشملان مساحة ٥١٠ فدان على مناسيب تتراوح بين ١٤٧ ، ١٥٠ متر وقد استبعدت المساحات المحصورة بين كنتورى ١٤٧ ، ١٤٥ متر نظرا لأن فترة انكشافها قصيرة .

ويبين الجدول التالى فترات الغمر والانكشاف للمناطق المحصورة بين الكنتورات المختلفة :

المحاصيل المقترح تجربتها :

١ – صيفية مبكرة .
٢ – ذات الموسم الزراعى القصير .
٣ – ذات الانتاج الجاف الممكن تخزينه .
٤ – تسمح زراعتها باستعمال الميكنة الى اقصى حد
٥ – ان تلائم المناطق الحارة .

وبناء على ذلك يمكن اقتراح المحاصيل الآتية :

١ – عباد الشمس فى مساحة ١٠٠ فدان
٢ – بطيخ بذرة فى مساحة ١٠٠ فدان
٣ – فاصوليا فى مساحة ١٠٠ فدان
٤ – ذرة رفيعة فى مساحة ٢٠٠ فدان

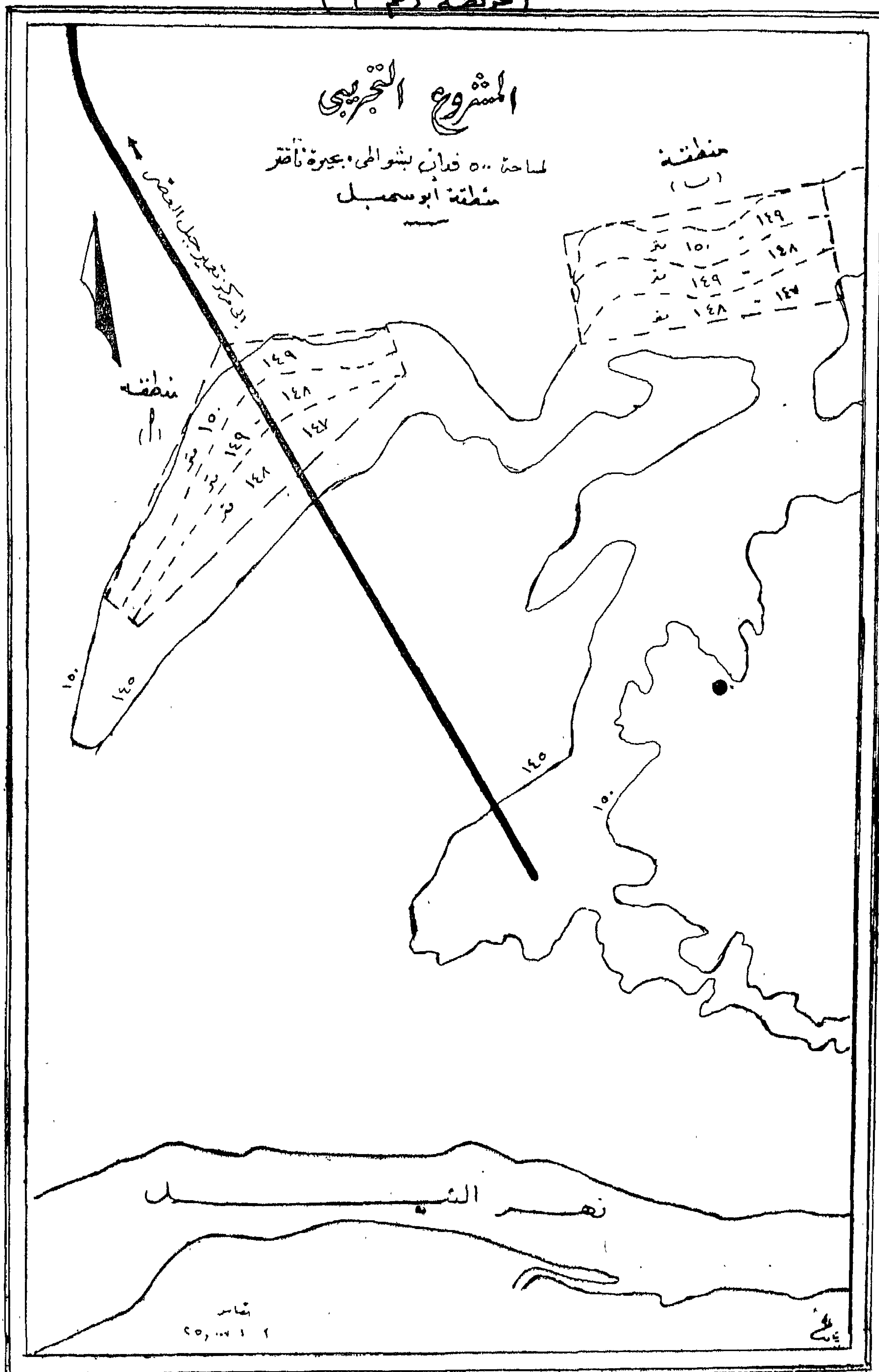
ثانيا : التوسع الأفقى جنوب الوادى الجديد تجاه بحيرة ناصر

الفكرة العامة للمشروع :

اثناء عمل الدراسات الخاصة بمصادر المياه الجوفية بالوادى الجديد استدعى الأمر عمل خرائط كنتورية دقيقة لمساحة ثمانية ملايين من الأفدنة فى منطقة الداخلة والخارجة وجنوب الخارجة وقد اتضح منها وجود مساحات شاسعة على مناسيب اقل من ١٨٠ متر فوق سطح البحر وهو المستوى المنتظر لمنسوب المياه أمام السد العالى كما ظهر أيضا وجود اتصال طبيعى بين تلك المنطقة وبحيرة ناصر عبارة عن مفيض للنيل كانت تتدفق منه مياه الفيضانات فى العصور السابقة لتغمر

الكنتور	المساحة	فترة الغمر	مواعيد الانكشاف	مدة الانكشاف
	ف	شهر		شهر
١٤٩/١٥٠	١٧٠	٢	١/٢ يناير – ١/٢ اغسطس	٧
١٤٨/١٤٩	١٧٠	٤	١/٢ فبراير – ١/٢ »	٥ر٦ : ٦
١٤٧/١٤٨	١٧٠	٥	١/٢ مارس – ١/٢ »	٥ر٤ : ٥

(خريطة رقم ٦)


المشروع التجريبي
لمساحة ٥٠٠ فدان بشواطئ بحيرة ناصر
منطقة أبو سمبل
منطقة (ب)
منطقة (أ)
١٤٥
١٤٧
١٤٨
١٤٩
١٥٠
نهر النيل

منخفضات الوادى الجديد ـ وقد ظهر ايضا أن أعلى جزء فى هذا المغيض على منسوب حوالى ١٨٢ م فوق سطح البحر بطول حوالى ١٠ كيلو مترات ثم ينخفض تدريجيا شرقا الى بحيرة ناصر وغربا نحو منخفضات الوادى الجديد .

لذلك رؤى حصر تصنيفي لتربة تلك المنخفضات بالاستعانة بالصور الجوية وقد امكن تقدير المساحة التى يحتمل ان تكون صالحة للزراعة بصفة أولية بحوالى مليونان من الافدنة فى منطقة الخارجة وجنوبها وحتى يمكن الحصول على نتائج أكثر دقة بدىء فى حصر تصنيفى استكشافى لها للحقل وقد تمت الدراسات الاستكشافية الحقلية للاراضى الواقعة جنوب الخارجة ، وقد وجد بها حوالى مليون فدان أراضى صالحة للزراعة تحت كنتور ١٨٠ وتكوينها ما بين الطمى الرملى والطينى الخفيف ولا تتجاوز الاملاح الكلية بها عن النسبة العلمية وهى أملاح قابلة للذوبان يسهل التخلص منها بالغسيل . كما لا يوجد بها مشاكل قلوية ويمكن اعتبار هذه الأراضى بصفة عامة من الاراضى السريعة الأستجابة للاستصلاح كالموضح بخريطة الجمهورية العربية المتحدة .

وقد أعطيت عناية خاصة بدراسة تأثير البحيرة على الخزان الجوفى لمنطقة جنوب الوادى الجديد وظهر ان وجود البحيرة فى موقع موازى للمنخفضات بالوادى الجديد مع وجود فوالق طبيعية واضحة قد ينشأ عنه تغذية الخزان الجوفى وزيادة ضغوطه مما يساعد على استغلال أكبر لموارد المياه الجوفية فى تلك المناطق بل ان التاخير فى استخدام هذه المياه قد يتسبب عنه تكوين مستنقعات ملحية تعوق التوسع الزراعى فى المستقبل كما هو الحال فى وادى النطرون وسيوه وتقوم المؤسسة حاليا بدراسة جيولوجية وجيوفيزيكية وهيدرولوجية لتقدير مدى احتمالات استعمال هذه المياه . هذا وقد وضع هذا المشروع على أساس المورد المائى هو المياه السطحية من بحيرة ناصر وقد يرى مستقبلا ضم مناطق لم يشملها هذا المشروع لتروى عليه بالمياه الجوفية .

ومن دراسات الاراضى والمياه الجوفية وجد ان المساحات الصالحة للزراعة تعوق امكانيات المياه الجوفية سواء المتدفقة منها أو التى يمكن رفعها آليا فى الحدود الاقتصادية .

لذلك فقد اتجه التفكير الى الاستعانة بما يتوفر من مياه النيل فى الوقت الحاضر والمستقبل لزيادة المساحة المستصلحة بدلا من الاعتماد على مياه الآبار وحدها فى استصلاح مساحات متباعدة لا تغطى الا جزءا من مساحة هذه الاراضى الواسعة الصالحة للزراعة .

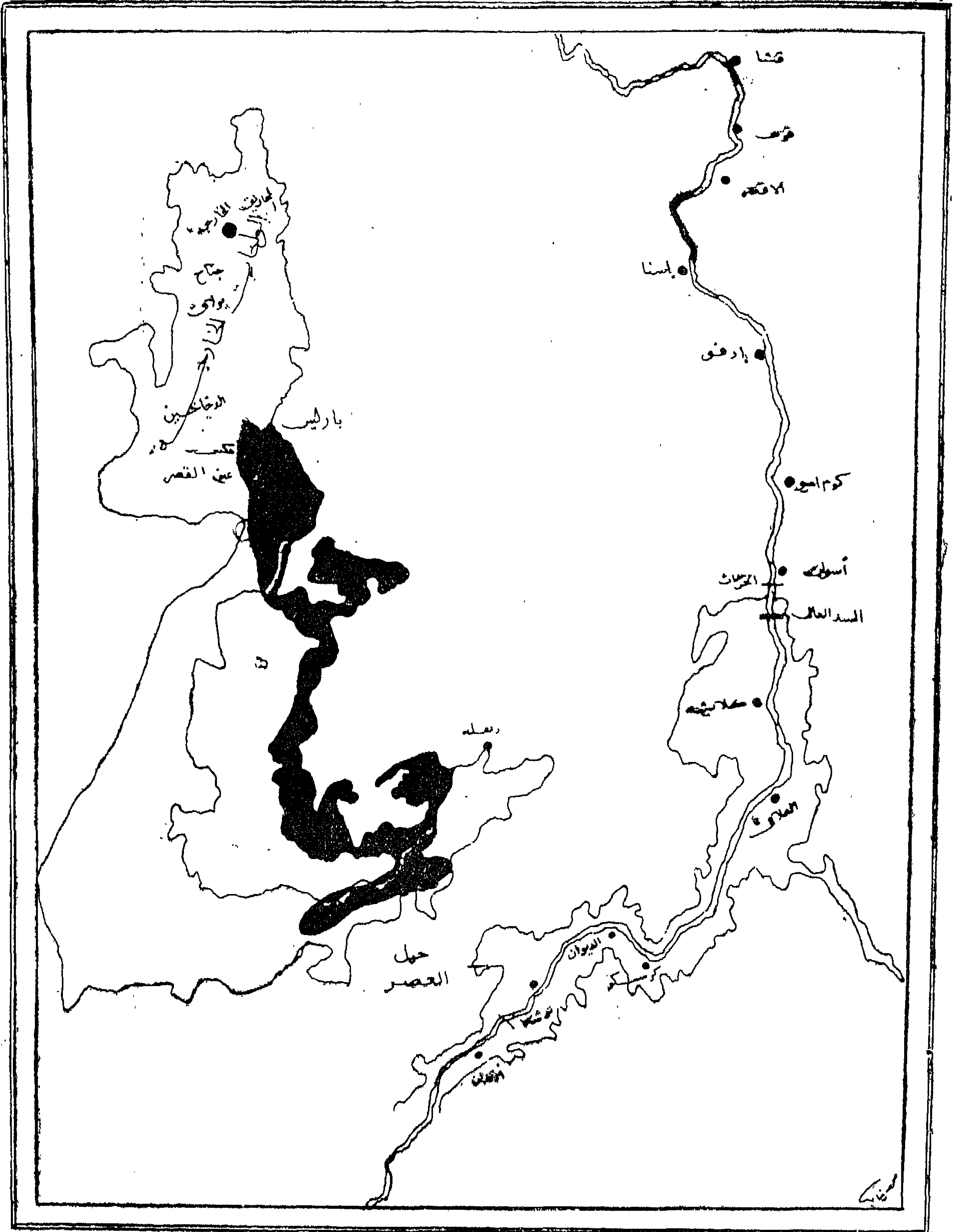
وعلى هذا الأساس يمكن وضع مشروع متكامل للرى السطحى والجوفى مما يجعلنا أكثر اطمئنانا وتأكدا فى استغلال المياه الجوفية ، وبذلك ينمو مشروع الوادى الجديد تدريجيا الى حجمه المناسب

هذا ولا يخفى إن وجود مثل هذه المساحات المستصلحة وامتدادها حتى حدود السودان جنوبا سوف يخلق منطقة جديدة على حدودنا تساعد على تنمية الصلات والروابط بيننا وبين السودان الشقيق وباقى الدول الافريقية .

ولكى نستوضح صلاحية المشروع من الناحية الاقتصادية قامت المؤسسة بدراسة ابتدائية للمشروع وتقدر مساحته بحوالى مليون فدان .

تم التخطيط الابتدائى لمحور المجرى الرئيسى المغذى للمشروع من بحيرة ناصر وكذا الترعة الرئيسية حتى شمال باريس والفروع الآخذه منها على خرائط مساحية ١٠٠٠ ألف ، ٢٥٠ الف ورسم القطاع الطولى لها وتحديد منسوب خط المياه (١٧٨٫٠٠) خلف المحطة الرئيسية كما تم تحديد مواقع محطة الرفع العامة والخمس محطات الطلمبات بالمنطقة المرتفعة ومحطة رفع كسيبة ومحطات التربينات السقوط الاربعة ثم قدرت مكعبات الحفر انظر الكروكى وهى المبينة بالكروكى رقم (ب-) كما تم تقدير تقريبى مبدئي لمكعبات الحفر والتدوين ،

(خريطة رقم ٧)



مشروعات التوسع بالوادي الجديد .. منطقة ري على مياه بحيرة ناصر مساحتها حوالي مليون فدان

(اللوحة رقم ٨)

الخارجة
الى الداخلة
ناصر
بولاق
عين جرمشين
صنعاء
باريس
محطة التربينات رقم ١
محطة الطلمبات الرئيسية
الى أسوان
بحيرة ناصر
توشكى
أبو سمبل
الى السودان

٤١٣,٠٠٠ فدان
٤٤٥,٠٠٠ فدان
١٩٠,٠٠٠ فدان
المجموع ١,٠٤٨,٠٠٠ فدان
ترعة رئيسية
الطرق
ترعة فرعية
مركز تعمير
محطة طلمبات رفع
مسقط

اراضى مشروع التوسع على مياه بحيرة ناصر
بالوادى الجديد

من كل ذلك نرى : -

(أ) بعد أن تم اختيار اراضى التوسع على مياه السد العالى أصبح من الصعب اختيار أرض مناسبة بوادى النيل من حيث طبيعتها ومقدار الرفع اللازم لها وذلك لمواردالمياه من مشروعات اعالى النيل .

(ب) يوجد فى منخفضات جنوب الوادى الجديد مساحة تقدر بأكثر من مليون فدان صالحة للزراعة تمتاز بتربة طفلية تعتبر من اجود الأنواع الموجودة بالجمهورية ويمكن أن تستوعب المياه التى ستتوفر من مشروعات اعالى النيل برفع قليل .

(جـ) نتيجة وجود منطقة منخفضة تصل بين منخفض جنوب الوادى الجديد وبحيرة ناصر اصبحت الأعمال الهندسية اللازمة لانشاء المغذى الرئيسى بسيطة وقليلة التكاليف نسبيا .

(د) عملت دراسة ابتدائية للصلاحية الاقتصادية للمشروع ووجدت سليمة .

(هـ) ستساعد هذه المشاريع على السير بجراة فى استغلال المياه الجوفية فى الوادى الجديد التى سيعززها امتلاء بحيرة ناصر بمناسيب عالية ولذلك فينتظر أن يكون للمياه الجوفية دور كبير فى توفير مياه الرى لتوسيع امكانيات المشروع .

(و) باستكمال هذا المشروع واستيعاب مياه مشروعات اعالى النيل والمياه الجوفية فى مشاريع متكاملة سيجعل من مشروع الوادى الجديد بحق أحد مشروعات الثورة البارزة بل صفوا لمشروعاتها السد العالى .

(ز) حجم التوسع الزراعى بهذه الصورة سيجعل من الممكن اقتصاديا توصيل شبكات كهرباء السد العالى الى المنطقة بالاضافة الى الكهرباء المولده من محطات التربينات المقترحة . يساعد فى تعميرها ويزيد من امكانيات الرفع الاقتصادى من المياه الجوفية وبالتالى يساعد على امكانيات التوسع .

المرحلة الاولى للمشروع وتعتبر التجريبية :

يحسن ان يبدأ التنفيذ للمشروع بانشاء الترعة الرئيسية ومنشآتها مع مرحلة من محطة الرفع ومع استصلاح مساحة من ٥٠ الى ٨٠ الف فدان والطرق الموصلة من اسوان الى المشروع والطرق الرئيسية الداخلية بحيث يكون كل ذلك جاهزا لاستقبال مياه بحيرة ناصر فى الوقت المناسب لوصول مناسيبها الى المستوى المطلوب مع التوسع على المياه الجوفية فى حدود ١٠ آلاف فدان الى ٢٠ ألف .. ويمكن الاستفادة من المعدات والآلات المستعملة من انشاء السد العالى تبعا لبرنامج تنسيق بين العمليتين حتى تستغل اى آلات من السد العالى بمجرد الاستغناء عنها .

المرحلة الثانية للمشروع :

بعد ذلك يمكن الانطلاق باقصى سرعة تتوازى مع توفير مياه مشروعات اعالى النيل والمياه الجوفية الى أن يصل المشروع لمداه فى اقصى وقت ممكن .

* * *

النتـــائج الاجتماعية والاقتصادية لانشاء السد العـــالى

للمهندس طاهر أبو وفا

موجـــز

لا يوجد مكان يفوق مصر فى مدى اهتمامها بالماء وتتوقف حياتها عليه . ولمقابلة الزيادة المضطردة فى عدد السكان مع استمرار رفع مستوى المعيشة كان من الضرورى المحافظة على ثروتنا القومية من ماء النيل مع تطويرها وحسن استخدامها فى نفس الوقت فى أغراض عديدة

ومن أهم المزايا الاجتماعية والاقتصادية للسد العالى التوسع الكبير فى الزراعة وانتاج كمية كبيرة من الطاقة الكهربائية .

تؤثر مياه نهر النيل ــ بشكل أو بآخر ــ على جميع من يعيشون فى البلاد التى يمر خلالها . ويعيش فى حوض وادى النيل حوالى ٤٠ مليون نسمه منهم ٢٧ مليون نسمة (أو حوالى ٦٧٪) فى مصر وهم أكثر الناس تأثرا بمياه النيل . وباستثناء شريط ضيق على ساحل البحر الأبيض المتوسط ، فان مصر تقع فى منطقة جافة . وجدير بالذكر أن ٩٩٪ من سكان مصر هؤلاء يعيشون فى مساحة ٣٥٠٠٠ كيلو متر مربع من وادى النيل أى بمتوسط ٧٧٠ نسمة للكيلو متر المربع وهى كثافة تفوق نظيرتها فى أى بلد فى العالم .

وليست زيادة السكان ظاهرة اجتماعية تنفرد بها الحيــاة المصرية ولكنهــا ــ مع وجود حالات اســتثنائية بسـيطة ــ تعتبر خللا طبيعيا ظل لسنوات طويلة مضت مثار اهتمام الأمم النــامية وشغلها الشــاغل والتى يئست من معالجتهــا حكومات كثيرة فى أوروبا وآسيا وأفريقيا .

ولمواجهة مشكلة التزايد المضـطرد للسـكان والذى تضاعف تقريبا خلال أقل من ٥٠ سنة ، فان حكومة مصر لا تدخر وسعا فى سـبيل رفع مستوى المعيشة لسكانها وذلك باستغلال جميع الثروات الطبيعية المتاحة الى الحد الأقصى .

ومنذ ثورة ١٩٥٢ ومصر تبذل ما فى وسعها فى سبيل توفير حياة أفضل لسكانها . وقد كان الفقر والجهـل والمـرض والظلم الاجتمـاعى من الأسباب التى عاقت النمو الاجتماعى والاقتصادى. وكان عدد السكان ــ من واقع بعض التعـدادات القديمة ، لا يعدو ٥ر٢ الى ٣ مليون نسـمة فى أواخر القرن الثامن عشر ، ثم زاد الى ٧٥ر٤ مليون نسمة فى منتصف القرن التاسع عشر . ومنـذ ذلك الحين بدأ عدد السكان فى التزايد السريع الى أن بلغ معدل الزيادة الآن ــ من واقع التعدادات الأخيرة ــ حدا مزعجا كما هو مبين فى جدول (١)

جدول (١) ــ تطور عدد السكان فى مصر

السنة	عدد السكان (بالمليون)	النسبة المئوية للزيادة فى السنة
١٨٩٧	٧٢ر٩	
١٩٠٧	٢٩ر١١	٥ر١
١٩١٧	٧٥ر١٢	٢ر١
١٩٢٧	٢٢ر١٤	٢ر١
١٩٣٧	٩٣ر١٥	٢ر١
١٩٤٧	٠٢ر١٩	٨ر١
١٩٦٠	١٠ر٢٦	٥ر٢

ويقابل هــذه الزيادة فى عدد الســكان زيادة المساحات المزروعة بالمعدلات الموضحة فى جدول (٢)

جدول (٢) ــ تطور الزيادة فى المساحات المزروعة

السـنة	المساحة المزروعة (مليون فدان)	المساحة المحصولية (مليون فدان)	عدد السكان (مليون نسمة)	نصيب الفرد فى المساحة المحصولية (بالفدان
١٨٩٧	٥ر١	٦ر٧	٩ر٧	٠ر٧٠
١٩٠٧	٥ر٤	٧ر٦	١١ر٣	٠ر٦٧
١٩١٧	٥ر٣	٧ر٧	١٢ر٨	٠ر٦١
١٩٢٧	٥ر٤	٨ر٧	١٤ر٢	٠ر٦٠
١٩٣٧	٥ر٣	٨ر٤	١٥ر٩	٠ر٥٣
١٩٤٧	٥ر٨	٩ر٢	١٩ر٠	٠ر٤٨
١٩٦٠	٦ر١	١٠ر٤	٢٦ر٠	٠ر٤٠

وهكذا يتبين انه فى فترة ٤٣ سنة بين تعداد عام ١٩١٧ وتعداد ١٩٦٠ ، زاد عدد السكان الى اكثر من الضعف بينما زادت الرقعة الزراعيــة بنسبة ١٥ ٪ فقط ، وزادت المساحة المحصولية بنسبة ٣٥ ٪ ــ وتبعا لذلك انخفض نصيب الفرد من المساحة المحصولية من ٧ر٠ فدان الى ٤ر٠ فدان .

وقد زاد فى تدهــور الموقف انتشــار الطرق الصحية السليمة واتاحة الخدمات الصحية المجانية للطبقات ذات الدخول الصغيرة . فهناك انخفاض ملحوظ فى معدل الوفيات بين الأطفــال لا يقــابله انخفاض مماثل فى معدل المولودين . وكنتيجة لذلك ارتفع المعدل السنوى لنمو عدد السكان الى نسبة مزعجة تصل الى ٥ر٢٪ مقابل ٢ر١٪ كمتوسط النسب المناظرة فى الهند وباكستان وسيلان . والجانب الهام للمشكلة هو وجود كثافة سكانية عالية جــدا بحيث أن عدد المشتغلين فى الزراعة يزيد عن العدد الحقيقى المطلوب للزراعة الفعالة .

وقد وصل الانتاج الزراعى من القمح ــ وهو الغذاء الرئيسى فى مصر ــ حوالى ٠٠٠ر٢٠٠ر١ طن فى عام ١٩٣٩ . وكان هذا الانتاج كافيا تماما فى ذلك الوقت لتغذية السكان الموجودين . ولكن فى عام ١٩٦١ ــ بالرغم من أن الانتاج الزراعى من القمح قــد زاد الى ٠٠٠ر٤٦٣ر١ طن فانه تم استيراد ٠٠٠ر٥٠٠ طن اخــــرى من القمــح و ٠٠٠ر٤٠٢ طن من الدقيــق لتعزيز الانتــاج المحلى .

ويبين هذا بجلاء جوانب المشكلة المعقدة التى يوجــه اليها الانتباه حتى لا يدخــر أى وســـع فى وضع الخطط اللازمة لتامين النمو المتوازن بين عدد السكان والانتاج .

ويبين جدول (٣) استهلاك الفرد من بعض مواد الغذاء فى مصر بالمقارنة مع ذلك فى الدول المتقــدمة الأخرى فى أوروبا والولايات المتحــدة الأمريكية .

وبالنســبة للدخل القومى الذى يمثل عائد استغلال ثروتنا القومية ، فان دراسة العلاقة بين حجم الدخل القومى وتعداد السكان فى الخمسين ســنة التى سبقت ثورة ١٩٥٢ ، تعطى صــورة دقيقة لمستوى المعيشة لشــعبنا خلال هــذه الفترة . ففى عام ١٨٩٧ كان عدد السكان ٩ر٧ مليون نسمة بينما كان الدخل القومى فى حــدود ١٨٠ مليون جنيه . وفى عام ١٩٥٢ قفز عــدد السكان الى ٢١ مليون نســمة بينما بلغ الدخل القومى ٨٣٥ مليون جنيه . واذا تم تقدير هذا الرقم الأخير على أساس معدلات الاسعار القياسية فان القيمة الحقيقية للدخل كانت تقريبا حوالى ٢١٠ مليون جنيه . وهذا يعنى انه بينما زاد عدد السكان الى الضعف فى حوالى خمسين سنة فان دخلنا القومى فى نفس الفترة زاد فقط بنســبة ١٧ ٪ .

ومنذ ١٩٥٢ كان الهدف الرئيسي للحكومة — كما ذكرنا من قبل — تنمية الاقتصاد القومى . وقد درست برامج التنمية الاقتصادية والاجتماعية بهدف تحسين الصحة والاسكان والتغذية وتشييد عدد أكبر وأفضل من المدارس ، وكذا تحسين ظروف العمل وتحقيق خطوات واسعة فى مجالات الزراعة والصناعة مما ترتب عليه مضاعفة الدخل القومى تقريبا ، ولو أن هناك الكثير الذى يمكن عمله بعد ذلك .

ولمقابلة احتياجات تعدادنا واقتصادنا المتزايد وتحقيق مستوى عال مستمر من الرخاء القومى ، لا بد من تطوير مصادر مياهنا وحسن استخدامها فى أغراض عديدة .

ويعتبر انشاء السد العالى خطوة عريضة وسريعة لمجابهة المشكلة وتوفير الغذاء والكساء الكافيين للاعداد المتزايدة من أبناء الوطن . وهو فى الحقيقة عمل انتاجى من الدرجة الأولى يعمل على تامين الاستخدام الكامل النافع لمياه فيضان النيل فى التوسع الزراعى وانتاج كمية فائقة من القوة الهيدروكهربائية .

مشروعات التحكم فى النيل :

بالنسبة للطبيعة الموسمية لسقوط الأمطار الاستوائية التى تغذى نهر النيل ، فان هناك اختلافا كبيرا فى حالة النهر فيما بين وقت الفيضان والتحاريق من حيث المنسوب والكمية . ففى وقت الفيضان يكون تصريف النهر غزيرا بدرجة تفوق كثيرا احتياجات الرى الحقيقية بحيث يلزم التخلص من الفائض فى البحر ، وقد حدثت فى الماضى فيضانات عالية وخطيرة نجمت عنها خسائر كبيرة فى المحاصيل والممتلكات والأرواح .

ومن ناحية اخرى ، يكون تصريف النهر منخفضا فى وقت الصيف (فبراير الى يوليو) ويكون غير كاف بالمرة لاحتياجات الرى ، وهكذا لا يستطيع النيل بدون مشروعات التحكم أن يعول أكثر من تعداد صغير .

وموضوع التحكم فى نهر النيل هو أساسا تنظيم انسيابه لتجنب التذبذب المتطرف بين التحاريق والفيضان وللحصول على الحد الأقصى من المزايا الكامنة فى موارده المتاحة . وهو ليس بعمل فنى فحسب ولكنه وسيلة لتحقيق تحسين مستوى المعيشة للاعداد المتزايدة من السكان والمساعدة على رفع مصر الى مستوى الأمم المتقدمة العظيمة فى العالم .

وقد بذل الكثير — خلال المائة عام الماضية — لتوفير المياه لأغراض الرى ، ولكن مازال الى وقتنا الحاضر — ينساب جزء كبير من مياه الفيضان ضائعا فى البحر كل عام . وتختلف كمية الماء الضائعة فى البحر من عام لآخر حيث تتراوح بين كمية ضئيلة فى أقل سنة الى حوالى ٠٠٠ر١٠٠ مليون متر مكعب تقريبا فى أعلى سنة .

ولتخزين جزء من الماء الفائض أثناء الفيضان لتعزيز تصريف النيل خلال فترة التحاريق ، فقد تم بناء خزان أسوان فى عام ١٩٠٢ ذلك بالاضافة الى قناطر متعددة على النيل لتعطى منسوب الماء الذى تتطلبه الأراضى المعتمدة عليها . ثم تمت تعلية الخزان مرتين فى عامى ١٩١٢ ، ١٩٣٣ وبذلك تضاعفت سعة مستودعه . هذا الى جانب انشاء خزان جديد عند جبل الأولياء قرب الخرطوم فى عام ١٩٣٧ .

وبالرغم من ذلك فان الخزانات القائمة هى خزانات سنوية تملأ فى نهاية فترة الفيضان وتفرغ لتعزيز الموارد الطبيعية العادية فى موسم التحاريق التالى . ومثل هذه الخزانات السنوية بسعتها المحدودة لا يمكن ملؤها بمياه الفيضان التى تحتوى كميات كبيرة من الفرين . وملء هذه الخزانات بالماء محدود بحجز جزء من الماء الرائق نوعا فى فترة معينة عند انخفاض النهر .

ويحدث فى سنوات عديدة أن يتعذر ملء هذه الخزانات السنوية بالماء الخالى من الفرين أو القابل للتخزين ، وتكون النتيجة انه فى حالة السنوات المنخفضة يكون هناك عجز مزدوج ناتج من انخفاض الفيضان بالاضافة الى التخزين غير الكافى من فترة سابقة .

وبالنسبة الى المدى المتغير للموارد الطبيعية للنهر من سنة الى أخرى ، فانه يلزم تعزيز الخزانات السنوية باحتياطى ثابت لتخزين كمية زائدة من السنوات العالية لتعزيز الموارد الفقيرة فى السنوات المنخفضة .

وقد وجد أن الحل الوحيد الكامل للمشكلة هو فى استخدام التخزين الدائم وذلك ببناء سدود كبيرة تسمح بترسيب الغرين المعلق فى مياه الفيضان وتخزين جميع الماء الفائض عن الاحتياجات خلال فترات الفيضان حتى يمكن استخدامها فى السنوات منخفضة الموارد .

وبفضل التقدم الفني الحديث فى انشاء السدود الكبيرة ، وبفضل العزيمة القوية لحكومة الثورة الفتية أمكن تحقيق الحلم الكبير للسيطرة على مياه فيضان نهر النيل والاستفادة منها بالكامل لصالح جميع الشعوب التي تقطن فى واديه ، وذلك بانشاء ((السد العالى)) بارتفاع ١١١ مترا على مسافة ٧ كيلو مترات أعلى المجرى لخزان أسوان القائم ، حيث يمكننا الانتفاع بالحجم الكلى للنهر وتخزين جميع المياه الفائضة .

ويهدف المشروع الى التحكم فى موارد ماء النيل للتوسع فى الزراعة وانشاء طاقة هيدروكهربائية بتكاليف منخفضة ، والوقاية ضد الفيضانات العالية ، وتحسين ظروف الرى والصرف ، وكذا تنمية الثروة السمكية . ويمثل المشروع الطريقة الاقتصادية المثلى للحصول على أكبر حجم من التخزين الدائم على مدار السنة لمياه الفيضان الضائعة وذلك لاستخدامها فى التوسع فى انتاج المحاصيل وتوليد كمية كبيرة من الكهرباء اللازمة للزراعة الدائمة .

سد اسوان العالى :

وسد أسوان العالى سد ركامى ذو قلب غير منفذ للماء وستارة من المونة المحقونة وجزء أفقى غير منفذ فى أعلى المجرى ، وارتفاع السد فوق قاع النهر ١١١ مترا ، ويبلغ عرض النهر عند موقع السد ٥٥٠ مترا من الشاطىء الى الشاطىء الآخر اما قمة السد فتمتد حوالى ٣٦٠٠ متر . ويبلغ عرض السد عند قاع النهر ٩٨٠ مترا ، كما يبلغ عرض الطريق عند مستوى قمة السد ٤٠ مترا .

وتتضمن المرحلة الأولى فى أعمال السد انشاء سد مؤقت فى أعلى مجرى النهر بالنسبة للسد الرئيسى والذى أصبح جزءا متمما للسد العالى . وهذا السد المؤقت هو فى حد ذاته ـ سد تخزين بارتفاع ٥٠ مترا فوق قاع النهر وطول ٥٥٠ مترا . وعندما تم انشاؤه عام ١٩٦٤ فان المستودع المتكون خلفه ساعد فى توفير مياه زائدة للتوسع فى المساحات المنزرعة . ولذلك فان الانتهاء من هذه المرحلة الأولى يعتبر الخطوة الأولى فى تحقيق مشروع الرى .

وبمجرد غلق مجرى النهر بانشاء سد المرحلة الأولى ، بدىء فى تحويله عن طريق قناة تحويل تم حفرها فى صخر الجرانيت المكون للشاطىء الشرقى للنهر . وعند الجزء الذى تعبر عنده القناة السد الرئيسى حفرت ستة انفاق حاكمة تم تجهيزها ببوابات من الصلب وكذا بوابات ـ للحالات الاضطرارية ـ فى أعلى المجرى وأسفله . كما تم انشاء محطة القوى الهيدروكهربائية فى أسفل المجرى عند مخرج الانفاق . وفى الشاطىء الغربى انشىء طريق لتصريف ماء المستودع الزائد عن المنسوب المقرر .

ويكون الماء المحجوز خلف السد ثانى بحيرة صناعية فى العالم من حيث الحجم اذ تمتد ٣٥٠ كيلو متر فى الأراضى المصرية وحوالى ١٥٠ كيلومتر فى السودان ، ومتوسط عرضها ١٠ كيلو مترات ، وسعتها الكلية ١٥٦٫٠٠٠ مليون متر مكعب . وتتيح سعة البحيرة تنظيم مياه النيل لتعطى سحبا سنويا ثابتا يساوى تقريبا متوسط الانسياب السنوى للنهر خلال الستين سنة الأخيرة والتى تبلغ حوالى ٨٤٫٠٠٠ مليون متر مكعب .

اتفاقية ماء النيل :

وقد تم حل مسألة توزيع مياه النيل بعد السد العالى بموجب الاتفاقية الجديدة التى تم التوصل اليها فى نوفمبر ١٩٥٨ بين مصر والسودان . وقبل السد العالى كان للسودان الحق فى الحصول على ٤٫٠٠٠ مليون متر مكعب سنويا ، ولمصر الحق فى الحصول على ٤٨٫٠٠٠ مليون متر مكعب ، مع ترك فائض غير مستخدم عند اسوان يبلغ ٣٢٫٠٠٠ مليون متر مكعب . وبعد انشاء السد العالى سيترك فائضا حوالى ٢٫٠٠٠ مليون متر مكعب فقط حيث أن الفقد السنوى عن طريق التبخر والتسرب فى المستودع الجديد يقدر بحوالى ١٠٫٠٠٠ مليون متر مكعب . وتعطى الاتفاقية السودان الحق فى ١٨٫٥٠٠ مليون متر مكعب كل سنة كما تعطى مصر الحق فى ٥٥٫٥٠٠ مليون متر مكعب

وكتعويض عن المنطقة السودانية التى تأثرت بالبحيرة ، نصت الاتفاقية على أن تدفع مصر ما يوازى ١٥ مليون جنيه استرلينى .

الرى :

تعتبر تنمية موارد الماء لتوفير امكانيات الرى وتحسين الزراعة القائمة واستصلاح الأراضى الصحراوية والأراضى البور من أهم الخطوات الضرورية لتوفير احتياجات الغذاء والكساء اللازمة للاعداد المتزايدة من السكان .

وجدير بالذكر أن تاريخ مصر يزخر بمشروعات واعمال الرى . فمنذ خمسة آلاف سنة أقامت مصر أقدم خزان للماء فى العالم طوله ١١٠ م وارتفاعه ١٢ مترا وذلك بالقرب من القاهرة لتخزين الماء لأغراض الشرب والرى . ومازال رى الحياض — الذى أدخل على النيل حوالى عام ٣٣٠٠ ق.م — يلعب دورا هاما فى الزراعة المصرية ، وفى هذه الطريقة القديمة تقسم الأرض الى أحواض من ١٠٠٠ الى ٤٠٠٠٠ فدان بانشاء حواجز ، ثم يسمح لمياه الفيضان فى هذه الأقسام الى عمق متر أو مترين ، وبعد ٤٠ — ٦٠ يوما عندما ينخفض منسوب النهر ، تصفى مساحات الأرض وينتج محصول باستخدام الرطوبة المتبقية ، وما زالت فى مصر حوالى ٧٠٠ر٠٠٠ فدان تروى بنظام رى الحياض حيث تنتج محصولا واحدا فى السنة .

واستمر نظام رى الحياض الطريقة الوحيدة للرى فى مصر حتى عام ١٨٢٠ عندما ادخلت زراعة القطن وقصب السكر التى تطلبت تحويل بعض أراضى الحياض الى الرى الدائم لاول مرة . ونتيجة لذلك ظهرت مشكلة توفير ماء الرى بكميات مناسبة خلال الصيف لمقابلة احتياجات هذه المحاصيل .

ومنذ عام ١٨٢٠ تم حفر ترع كثيرة لتوصيل الماء الى أراضى الرى الدائم . ولما كان انسياب الماء منخفضا جدا فى الصيف فقد أنشئت القنوات بعمق كبير وجهزت بضوابط للتحكم فى تصريف الماء وتوزيعه .

ولتامين حصيلة مناسبة من الماء خلال الصيف لمقابلة اية تنمية اضافية لمحصولات الصيف الهامة ، فقد تم انشاء قناطر الدلتا عام ١٨٦١ أيام محمد على لرفع منسوب الماء للنهر الى الحد المناسب لأرض الدلتا ، وذلك لتغذية القنوات الرئيسية التى تمون السهول الشاسعة لمصر السفلى بمياه الفيضان .

وبانتهاء القرن التاسع عشر ، وصلت مساحة الأراضى التى تروى بهذا النظام الدائم حوالى ٦ر٣ مليون فدان . وكانت هذه المساحة من الأرض خلال فصل الصيف تحت رحمة التموين الطبيعى للنهر فقط . وقد حدث فى بعض السنوات أن كان ايراد النهر اقل بكثير من احتياجات الرى فسبب نتائج خطيرة فى المحصولات . ولهذا السبب ولامكان تحويل مزيد من الأراضى من نظام رى الحياض الى نظام الرى الدائم فقد تم انشاء خزان اسوان عام ١٩٠٢ وذلك لتخزين ١٠٠٠ مليون متر مكعب من الماء . وقد استخدم هذا الماء الفائض لتحويل ٤٠٠ر٠٠٠ فدان من نظام رى الحياض الى نظام الرى الدائم .

وفى عام ١٩١٢ أتاحت التعلية الأولى لخزان اسوان زيادة حجم الماء المخزون الى ٢٥٠٠ مليون متر مكعب . وقد استخدم الماء الاضافى المخزون لاستصلاح ٤٠٠ر٠٠٠ فدان فى مصر السفلى . ولمقابلة التوسع فى الزراعة فى المستقبل تمت التعلية الثانية للخزان الى منسوب ١٢١ متر بسعة كلية قدرها ٥٠٠٠ مليون متر مكعب . وقد استخدم التخزين الزائد (٢٥٠٠ متر مكعب) لتحويل ٢٠٠ر٠٠٠ فدان من رى الحياض الى الرى الدائم، بالاضافة الى استصلاح ٢٠٠ر٠٠٠ فدان من الأراضى الجديدة ، كما استخدم الماء الفائض ايضا فى التوسع فى زراعة الأرز .

ولذلك فان انشاء خزان اسوان قد زاد مساحة الأرض التى تروى بنظام الرى الدائم من ٦ر٣ الى ٨ر٤ مليون فدان . هذا وقد وصلت هذه المساحة الى ٤ر٥ مليون فدان بعد انشاء خزان جبل الأولياء عام ١٩٣٨ . وتبلغ مساحة الأرض التى ظلت بعد ذلك تروى بنظام رى الحياض حوالى ٧٠٠ر٠٠٠ فدان فقط .

وسيستخدم الماء المخزون بواسطة سد أسوان العالى — وهو فى الحقيقة الماء المستنفذ من الضياع سنويا فى البحر فى المجالات الآتية :

١ — كنتيجة للتحكم الكامل فى مياه النيل التى تصل الى أسوان فان احتياجات الرى للمساحات الزراعية القائمة والجديدة ستصبح مكفولة حتى فى الأعوام التى يقل فيها ايراد النهر الى الحد الأدنى .

٢ — تزويد ماء الرى الكافى لمساحة ١ر٩ مليون فدان جديدة تشمل تحويل المساحة المتبقية من أراضى الحياض وقدرها ٧٠٠ر٠٠٠ فدان فى مصر العليا ، وبالتالى زيادة المساحة المحصولية الحالية بحوالى ٢٥٪

٣ — تثبيت المساحة المخصصة لزراعة الأرز عند حوالى مليون فدان سنويا — وفى الوقت الحاضر تحدد المساحة المخصصة لزراعة الارز فى ضوء الماء المتاح سنويا .. وفى خلال العشرين عاما الماضية تراوحت مساحة الارض التى زرعت أرزا ما بين ٣٧٣ر٠٠٠ فدان كأقل مساحة (فى عام ١٩٥٣) الى حوالى ٨٧٥ر٠٠٠ فدان كأعلى مساحة فى عام ١٩٤٧ — أى أن أعلى مساحة زادت على اقل مساحة بما يبلغ ٤١٪ .

٤ — تأمين منسوب ماء جوفى أكثر استقرارا وتوزيع مائى فى النهر والقنوات أكثر انتظاما خلال العام كله ويساعد هذا على ايجاد ظروف أفضل للصرف وبالتالى زيادة المحصول الزراعى مع خفض تكاليف عمليات الصرف اللازمة .

٥ — تحسين ظروف الملاحة النهرية الداخلية — فقبل السد العالى كان التذبذب فى انسياب ومنسوب الماء فى النهر والقنوات عقبة كبيرة فى سبيل انتظام الملاحة النهرية .. ففى خلال موسم الفيضان تتوقف الملاحة لفترة شهرين ليس فقط لعدم وجود خلوص كاف تحت الكبارى الثابتة ولكن كذلك لصعوبة الملاحة أعلى مجرى أسوان . وخلال فترة التحاريق تتعذر الملاحة فى بعض الخطوط الملاحية بالنسبة الى ضحالة الماء فيها — ولكن بعد السد العالى يصبح منسوب الماء أكثر استقرارا ولذا فانه من المتوقع ان يزيد النقل النهرى الداخلى بحوالى ٢٠ — ٣٠٪

التحكم فى الفيضان :

تتسم الفيضانات الكبيرة بآثار خطيرة على الصحة والثروة ، لذلك كان الاهتمام بمشروعات التحكم فى مثل هذه الفيضانات — ومنذ العصور الأولى تعرضت مصر لأخطار النيل فى زمن الفيضان ، وكانوا يعيشون تحت حماية الجسور المشيدة على الجانبين بطول النيل من أسوان الى القاهرة أى لمسافة حوالى ٩٠٠ كيلو متر ، وكذا بمحاذاة الفرعين بطول اضافى حوالى ٢٠٠ كيلومتر الى البحر . وتمثل هذه الجسور الوسيلة الوحيدة للتحكم فى الفيضان . وكانت تحدث خسائر فادحة فى الأرواح والمحاصيل والممتلكات عندما ينهار جسر من الجسور عند بعض النقط .

وباستثناء عامى ١٩٤٦ ، ١٩٥٤ لم تحدث فيضانات خطيرة لأكثر من خمسين سنة ، كما لم يحدث انهيار خطير لجسور النيل خلال السبعين سنة الماضية . ولكن احتمال حدوث هذا الخطر اليوم بعد التوسع الكبير فى الرقعة الزراعية والتوسع فى الصناعة والزيادة فى عدد السكان يصبح بحق كارثة مخيفة يخشى وقوعها .

وقد اقترحت من وقت الى آخر مشروعات مختلفة للحماية من الفيضان وكانت ترفض لسبب أو الآخر . ولكى يتسم اى مشروع بكفاءة كاملة لا بد وأن يكفل التحكم فى مياه الفيضان فى جميع السنوات الى درجة ان حجم الماء المنصرف خلال فرعى النيل الى البحر لا يزيد على حد الأمان الذى يقدر بحوالى ٦٧٠ مليون متر مكعب فى اليوم ، وهو ما يضمن ان يكون متوسط منسوب النهر حوالى ١ر٥ متر فوق الزراعة فى وسط الدلتا . وعلى هذا ، فان معالجة فيضان خطير تحتم تخفيضه بجميع الوسائل المتاحة حتى لا يتجاوز حد الأمان .

وسيكفل انشاء السد العالى الحماية الكاملة للاراضى من الفيضانات الخطرة وتخصيص حوالى ٣٦٫٠٠٠ مليون متر مكعب من سعة تخزينه الكاملة والتى تبلغ ١٦٥٫٠٠٠ مليون متر مكعب) للوقاية من الفيضان . وهذا التحكم فى الفيضان بالتخزين يناظر فرق السعتين بين منسوبى ١٧٥م و١٨٢م . وقبل وصول مياه الفيضان فى أى سنة عند نهاية يوليو يجب الا يزيد منسوب التخزين على ١٧٥م حتى تكون هناك سعة لاستقبال أى فيضان خطر . وتقدر سعة التخزين المخصصة على أساس التحكم فى الفيضان مع ضمان الحماية الكاملة للبلاد من أشد الفيضانات خطورة ، وذلك بدون السماح بتصريف أكثر من حوالى ٣٥٠ مليون متر مكعب من الماء الصافى فى اليوم . وهذا الحد الأقصى للتصريف أسفل المجرى لمستودع التخزين يكون أقل بكثير من الحد المأمون وفى نفس الوقت لا يسمح بالهبوط الذاتى الذى قد يحدث فى مجرى النهر أسفل المجرى للسد .

انتاج القوى للصناعة :

تعتبر الصناعة – حتى فى حالة الدول الزراعية التقليدية – ضرورة ملحة . وقد ظلت ملازمة لوجود الانسان منذ قديم الأزل . وقد عرفت مصر فى العصر القديم بعض الصناعات ولو أن الزراعة كانت العمل الأساسى لهذه المجتمعات القديمة . وفى عهد الامبراطورية الأولى التى بدأت بالملك مينا منذ خمسين قرنا قبل الميلاد كانت هناك حضارة صناعية ملحوظة تلتها عمليات التشييد الرائعة للاهرامات . وتميزت عهود الفراعنة وبصفة خاصة منذ الأسرة الرابعة بالرخاء نتيجة بعض الصناعات الهامة التى كان من بينها صناعة البناء وقطع الأحجار وصناعة الزجاج والخزف والمشغولات الخشبية وأدوات الزينة .. الخ . والتى أحرز فيها الناس فى ذلك الوقت مهارة فائقة .

ولقد انجزت حاليا توسعات سريعة فى صناعتنا ونذكر على سبيل المثال التطور الكبير فى صناعة النسيج والحرير الصناعى والأسمدة والأسمنت والحديد والصلب .. الخ

ويحتاج التصنيع دائما – كما هو الحال فى جميع بلاد العالم – الى عنصر أساسى هو القوة المحركة رخيصة التكاليف .

ويعتبر انشاء السد العالى الخطوة الرئيسية للاستخدام الكامل للطاقات الكامنة فى والماء الطبيعى لنهر النيل فى انتاج القوى الكهربائية اللازمة للتنمية الصناعية . وحتى عام ١٩٦٠ كان البترول هو المصدر الرئيسى للقوة المحركة فى مصر . وقد بلغت الطاقة المولدة بواسطة المحطات الحرارية حوالى ٩٩٪ من الطاقة الكلية السنوية المستنفدة والتى تبلغ حوالى ٢٦٠٠ مليون كيلو وات ساعة .

وقد تغيرت الصورة عام ١٩٦١ بالنسبة الى استكمال محطة القوى الهيدروكهربائية التابعة لخزان اسوان القائم ، وتبلغ طاقة هذه المحطة ٣٢٠٫٠٠٠ كيلو وات ساعة . وفى عام ١٩٦٢ بلغت الطاقة الكلية المستفدة ٤٤٠٠ مليون كيلووات ساعة وتبعـا لذلك ارتفع استهلاك الفرد من القوى الكهربائية فى مصر من ٩٠ الى ١٦٠ كوس . هذا بينما يبلغ استهلاك الفرد من الطاقة الكهربائية فى الأقطار الأخرى المتقدمة صناعيا حوالى ٤٥٠٠كوس ويبين هذا المجهود الشاق الذى يجب أن تبذله مصر فى مجال صناعة القوة الكهربائية .

وتشمل خطة انتاج القوى من السد العالى انشاء ١٢ توربينة مولدة طاقة كل وحدة ١٧٥٫٠٠٠ كيلو وات ، والطاقة الاجمالية للمحطة ٢٫١٠٠٫٠٠٠ كيلو وات . وعند اكتمال انشاء المحطة عام ١٩٧١ سيكون لها طاقة كامنة قدرها ٩٠٠٠ مليون كوس ، ومن المتوقع فى عام ١٩٧٢ أن تصل المحطة الى طاقتها القصوى وقدرها ١٠٫٠٠٠ مليون كوس فى السنة .

ومن المتوقع فى عام ١٩٧١ – حتى مع زيادة عدد السكان الى حوالى ٣٦ مليون نسمة – أن يزيد السد العالى استهلاك الفرد من القوى الكهربائية الى حوالى ٤٠٠ كوس أى حوالى مرتين ونصف مرة الاستهلاك الحالى . ويساعد هذا على انشاء صناعات جديدة وتدعيم الصناعات القائمة . كما أنها ستعمل على تنمية الاستخدامات العامة للكهرباء للاغراض المدنية واغراض الرى والصرف وكذا زيادة امكان كهربة بعض خطوط السكك الحديدية .

وستنشأ شبكة توزيع لنقل القوى الكهربائية من أسوان الى جميع مناطق الجمهورية . وبالاضافة الى خطوط النقل الرئيسية من أسوان الى القاهرة ستنشأ خطوط فرعية الى مناطق مصر السفلى والإسكندرية والبحر الأحمر والأماكن

الاخرى . ومن الضروري في حالة مثل هذه الشبكة المعقدة أن يكون اتصالها وادارتها بكفاءة عالية .

تقدير التكاليف والمزايا الاقتصادية للمشروع :

تقدر التكاليف الاجمالية لانشاء مشروع السد العالي متضمنا محطة القوى وخطوط نقل وتوزيع الكهرباء من أسوان الى القاهرة وكذا الأعمال التكميلية الأخرى بحوالي ٢١٣ مليون جنيه وذلك تبعا لما يأتي * :

	مليون جنيه
تكاليف انشاء السد	٨٥ر٥
تعويضات النوبة ووادى حلفا	٢٠ر٠
تكاليف محطة القوى متضمنة الأعمال المدنية	٥٧ر٥
تكاليف خطوط النقل ومحولات التخفيض	٥٠ر٠
التكاليف الاجمالية	٢١٣ر

وتبلغ تكاليف المشروع الاجمالية بالاضافة الى تكاليف مشروعات الرى واستصلاح الأراضى ، وانشاء الطرق والمنافع العامة الأخرى فى الأراضى المستصلحة بحوالى ٤١٥ مليون جنيه .

ولتمويل المشروع عقدت اتفاقيات لقروض سوفيتية . وفى ديسمبر ١٩٥٨ عقد اتفاق مع الاتحاد السوفيتى لقرض قدره ٤٠٠ مليون روبل (٣٤ر٨٠ مليون جنيه مصرى) لمقابلة احتياجات المرحلة الأولى من العملة الأجنبية . وهذا القرض بفائدة قدرها ٢ر٥ ٪ ويسدد على أقساط سنوية فى ١٢ سنة اعتبارا من أول يناير ١٩٦٤ بعملة مصرية تستخدم بشراء بضائع من مصر أو يمكن تحويلها الى عملات حرة . وعلى نفس الأساس عقد اتفاق ثان فى اغسطس ١٩٦٠ لقرض آخر قيمته ٩٠٠ مليون روبل (٧٨ر٤ مليون جنيه) لمقابلة احتياجات العملة الأجنبية اللازمة للمرحلة الأخيرة للمشروع . ويسدد القرض الثانى اعتبارا من تاريخ الانتهاء من انشاء السد العالى حتى مرحلة تشغيل محطة القوى بما لا يقل عن مليون كيلو وات فى موعد غايته أول يناير ١٩٦٩ . وعند استكمال الأعمال المتبقية تدفع الأقساط الباقية بعد الاستكمال النهائى للمشروع فى موعد غايته أول يناير ١٩٧٢ . وسيستخدم القرضان لتغطية جميع المصروفات المتصلة بالمعونة الفنية السوفيتية وتوريد معدات الانشاء الرئيسية بالاضافة الى المعدات الثابتة الأخرى لبقية المنشآت ومحطة توليد القوى وخطوط نقل وشبكة توزيع الكهرباء .

ولحساب المزايا الاقتصادية للسد العالى يفترض انه من الممكن رى مساحة محصولية اضافية حوالى ٢٥٪ من المساحة القائمة . ويترتب على هذا زيادة فى القيمة الصافية لمحصول الزراعة من ٤٠٠ مليون جنيه مصرى (التى تمثل قيمتها الصافية فى عام ١٩٦١) الى حوالى ٥٠٠ مليون جنيه مصرى ، أو بمعنى آخر زيادة اجمالية فى الدخل القومى قدرها ١٠٠ مليون جنيه . هذا بالاضافة الى أنه نتيجة لضمان احتياجات الماء اللازمة لجميع الأراضى القائمة والمستصلحة فى سنوات الايراد المنخفض ، وكذا توفير ظروف أفضل لعمليات الصرف فى الأراضى المزروعة ، يقدر أن يزيد الدخل القومى بحوالى ١٥٪ فقط أى حوالى ٧٥ مليون جنيه مصرى .

أما الزيادة فى الدخل القومى نتيجة تحسين الملاحة النهرية الداخلية فيصعب تقييمها ولكنه من الممكن اعتبار أنه نتيجة اسهام الممرات المائية الداخلية فى نقل الشحنات الكبيرة والثقيلة بأسعار تنخفض كثيرا عن أسعار النقل بالسكة الحديد أو بالنقل البرى أن يزيد الدخل القومى بحوالى ٢ مليون جنيه .

كما أن التحكم الفعال فى الفيضانات يوفر المصروفات التى تنفقها الدولة فى تقوية الجسور والتى تقدر بحوالى ١ر٥ مليون جنيه سنويا هذا بالاضافة الى الخسائر التى قد تحدث من آن لآخر فى حالة الفيضانات الخطرة وانهيار الجسور وغرق الأراضى والمحصولات هذا بالاضافة الى أنه فى موسم الفيضان يتسرب الماء الزائد على هيئة ماء رشح من شواطىء القنوات والترع ليتلف المحصولات ويعوق عملية الصرف . ويمكن تقدير الخسارة فى الدخل القومى نتيجة جميع هذه العوامل بحوالى ١٠ مليون جنيه .

* الجنيه المصرى = ٢ر٧٨ دولار .

ويمكن حساب زيادة الدخل القومي نتيجة القوي الهيدروكهربائية المولدة من السد العالى على أساس ٥ مليمات للكيلو وات على النحو التالى :

	مليون جنيه
— الاستثمار فى مشروع محطة توليد القوى	١٠٧ر٥
— القيمة الاقتصادية للطاقة المتولدة (١٠ر٠٠٠ ك وس × ٥ ملليمات)	٥٠ر٠
— المصروفات السنوية	
(أ) تكلفة التشغيل	٠ر٥
(ب) صيانة	٠ر٣
(جـ) استهلاك المحطة والمعدات ٢ر٥٪	٢ر٧
— جملة المصروفات (أ+ب+جـ)	٣ر٥
— الربح الصافى السنوى	٤٦ر٥

وجدير بالذكر أن هذه التقديرات متواضعة نسبيا حيث لم يؤخذ فى الاعتبار عائد التنمية الصناعية الناتج عن استخدام قوة محركة اضافية بتكلفة منخفضة . ويلزم أن يضاف الى هذا الوفر فى تكاليف انتاج الأسمدة التى تنتج حاليا من الطاقة الكهربائية المتولدة من خزان أسوان القائم ، والتى سيتم تعزيزها وتدعيمها وتخفيض تكلفتها بعد انشاء السد العالى . ويقدر هذا الوفر بحوالى ١ر٥ مليون جنيه . أى أن الربح الصافى السنوى لمشروع توليد القوى الكهربية يقدر بحوالى ٤٨ مليون جنيه .

ويمكن حساب النتائج التنفيذية المباشرة للمشروع بتجميع الزيادة فى الدخل القومي من مختلف المجالات كما يلى :

	مليون جنيه
١ — التوسيع فى الزراعة	١٠٠
٢ — ضمان احتياجات الرى وتحسين ظروف الصرف	٧٥
٣ — تحسين الملاحة النهرية	٢
٤ — الوقاية من الفيضانات	١٠
٥ — توليد القوى الهيدروكهربائية	٤٨
الزيادة الاجمالية فى الدخل القومى	٢٣٥

ومن هذا يتبين أنه عندما يؤتى مشروع السد العالى جميع ثماره ، فان النسبة بين العائد السنوى والتكلفة الكلية للمشروع هى ٥٦٪ من الاستثمار الكلى . وهذا يبين بوضوح أن السد العالى قد لا يكون أعلى سد فى العالم أو أكبر سد شيد للآن ، ولكن يعتبر بحق أنجح عمل استثمارى فى العالم ، فالاعمال لا تقرظ بالنسبة لحجمها ولكنها تقيم على أساس مزاياها الاقتصادية ومكاسبها . وفى هذا المجال ليس هناك أى عمل استثمارى آخر فى العالم يمكن أن يحقق مثل هذه المزايا العديدة التى يحققها السد العالى .

تهجير أهالى النوبة :

وفى هذه المنطقة النائية لأسوان سيحدث السد العالى تغييرات ضخمة تعمل على تحويل المدينة الى مركز حديث مزدهر . وسيعمل التوسع الصناعى على تطوير ظروف الحياة ورفع مستوى المعيشة .

غير أن هناك تغييرا اجتماعيا آخر فى هذه المنطقة ويتطلب معالجة فعالة — وهذا التغيير هو اغراق البيوت والمزارع لحوالى ٥٠ر٠٠٠ من أهالى النوبة بواسطة البحيره الصناعية الكبيرة التى ستكون اعلى مجرى السد .

وتمتد النوبة المصرية لمسافة ٣٢٠ كيلو متر من اسوان الى ادندان على الحدود السودانية ويوجد على جانبى النيل حوالى ٤٠ مستعمرة تتكون من خط طويل من المساكن فى محاذاة الشواطىء . وطبيعة هذه المنطقة جبلية باستثناء بعض المناطق الجنوبية التى تروى صناعيا . ويوجد حاليا حوالى ١٥ر٠٠٠ فدان تحت الزراعة منها حوالى ٨٠٠٠ فدان تخص أهالى النوبة والباقى يخص الحكومة . ويعيش الأهالى فى عزلة تقريبا كما كانوا دائما منذ العصور القديمة — ولا يوجد أى طرق والنيل هو الوسيلة الوحيدة للمواصلات

والسكان المصريون للنوبة متعلقون كثيرا بأرضهم ، ولم يفكروا — الا نادرا — فى الهجرة الى منطقة أخرى . وقد تمت تعلية خزان اسوان مرتين — وفى كل مرة كان سكان المناطق التى تم اغراقها يفضلون المعيشة على زراعة بعض القطع الصغيرة من الأراضى الأكثر ارتفاعا بين الصخور فى نفس أرضهم الأم أكثر من الهجرة سعيا وراء تغيير أفضل . وقاموا — فى عناد — باعادة بناء مساكنهم أعلى قليلا ، وقد ذهب أغلب الرجال للعمل فى مدن الشمال ليستطيعوا ارسال معونات مالية للحفاظ على بيوتهم وعائلاتهم .

والآن كان على هؤلاء الناس أن يواجهوا حياة جديدة نتيجة لارتفاع الماء لتكوين البحيرة الجديدة – ولكن فى هذه المرة أجريت دراسات مستفيضة عن آثار السد العالى على حياتهم المستقبلة . وكانت المشاكل الانسانية متعددة وبالغة الأهمية . وقد رسمت خطط لاخلاء السكان وتقدير ممتلكاتهم واعداد أماكن حديثة لايوائهم واستحداث أراض جديدة لتوفير جميع سبل العيش الضرورية لهم حتى الوقت الذى يستطيعون فيه اعالة أنفسهم . وقد بذلت عناية خاصة لدراسة طريقة حياة النوبيين وممتلكاتهم وعدد الأسر وتفصيلات أخرى عديدة وذلك لتكوين صورة كاملة عن المشكلة ليتسنى حلها . وفى ضوء هذه الدراسات تبين أن أفضل مكان لتهجيرهم هو فى المنطقة الخالية فى كوم امبو ٦٠ كيلو متر أسفل المجرى للسد العالى . وهذه المنطقة الشاسعة ذات تربة طينية يمكن أن تكون ذات خصوبة كبيرة اذا أمكن رفع الماء اليها لريها . وفى الحقيقة كان جزء كبير من هذا السهل تحت الزراعة منذ انشىء خزان اسوان عند بداية القرن الحالى .

وقد استصلحت ٢٨٠٠٠ فدان فى كوم أمبو تم توزيعها على أهالى النوبة المهجرين وبذلك نشأت طبقة جديدة من ملاك الأراضى . وتضمنت خطة استصلاح الأراضى شق الترع وانشاء محطات الضخ وتوفير الكهرباء . وفى المنطقة الجديدة تم انشاء حوالى ٢٥٠٠٠ مسكن حديث تكون ٣٣ قرية . وقد تم تصميم المبانى لتكون صحية ومريحة ومشابهة فى المواد وطريقة الانشاء للمبانى النوبية – ويحتوى كل مسكن على حجرتين الى أربع حجرات توزع تبعا لعدد أفراد الأسرة المهجرة .

ومن الاجراءات الرئيسية التى اتخذت فى الاعتبار توفير المياه النقية للشرب ، وانشاء الطرق المناسبة والمرافق العامة الأخرى . وتشمل كل قرية مركزا اجتماعيا ومدرسة تدريب فنى بالاضافة الى المدارس الابتدائية والاعدادية والثانوية . وتتضمن خطط الانشاء أيضا مستشفى كامل المعدات ومصحات كثيرة ومساجد وكذا مبانى الادارة الرئيسية .

وقد حددت الحكومة جملة التعويضات للاراضى المسكونة فى النوبة بحوالى ٦ مليون جنيه . وصدر مرسوم عام ١٩٦٢ يقضى باستيلاء الحكومة على هذه الأراضى واستحقاق أصحابها للتعويضات المقررة ، وقد تسلم الملاك مقدما ٥٠٪ نقدا من استحقاقاتهم ليتسنى لهم الاستعداد بطريقة ملائمة قبل الانتقال الى مساكنهم الجديدة . وطبقا للبرنامج المرسوم تمت عملية الهجرة قبل نهاية ١٩٦٤ .

ويقوم النوبيون المهجرون بدفع جزء من تكلفة مساكنهم الجديدة من قيمة استحقاقاتهم من التعويضات المتبقية على أن يقسط باقى التكاليف على ٤٠ سنة بدون أى فوائد . ويتم بصفة مستمرة التمرين على الحرف اليدوية الريفية وطرق الزراعة الحديثة فى نفس الوقت الذى يتمتع فيه السكان الجدد بالخدمات الاجتماعية والأنشطة الثقافية .

ويشبه جو المنطقة الجديدة الى حد كبير جو منطقة النوبة – والأرض كافية وجميع القرى مجاورة لحقول سكانها . وبصفة عامة أقيم المشروع كله على أسس من العدل والاكتفاء الذاتى .

انقاذ آثار النوبة :

وستغمر بحيرة السد العالى الجديدة معابد وتماثيل تاريخية عديدة فى المنطقة النوبية المصرية التى تمتد حوالى ٣٢٠ كيلو متر أعلى المجرى لأسوان . ولهذا الجزء من وادى النيل أهمية ثقافية وتاريخية ترجع الى آلاف السنين الى الوقت الذى قطن فيه الانسان على شواطىء النيل . وبالاضافة الى المعابد المنحوتة فى الصخر والتى ترجع الى عصور الفراعنة والرومان ، فان بالنوبة آثارا أخرى ثمينة ترجع الى نفس العصور .

وقد تعرضت النوبة ثلاث مرات لخطر الغرق بمياه النيل . المرة الأولى عندما أقيم خزان اسوان ففى ذلك الوقت عندما نوقش موضوع تخزين الماء عند الخزان الأصلى كان يزمع أن يتم التخزين الى منسوب ١١٤م ولكن ما أثاره علماء الآثار بشأن غرق معبد أنس الوجود عند هذا المنسوب جعل الحكومة توافق على عدم حجز الماء أعلى من ١٠٦ م . والمرة الثانية كانت عند التعلية الأولى لخزان أسوان عندما تعرضت النوبة للغرق لمسافة ٢٥٠ كيلو متر أعلى المجرى للخزان ، وفى ذلك الوقت كانت الحاجة ماسة الى تخزين ماء اضافى

للتنمية الزراعية وكان لا يوجد بديل عملى آخر لغرق معبد أنس الوجود وكانت المرة الثالثة فى عام ١٩٣٣ عندما رفع منسوب تخزين خزان اسوان الى ١٢٠م وغمر الماء معابد أنس الوجود ووادى السبوعة وكلابشة والدكة أغلب أيام السنة .

أما الآن فان مشروع السد العالى سيرفع منسوب التخزين من ١٢٠م الى ١٨٢م وبذلك تتعرض جميع الآثار القديمة والمعابد فى النوبة للغرق الى الأبد تحت البحيرة الصناعية المتكونة .

لذلك كان لزاما على حكومة مصر أن تبذل ما فى وسعها للحفاظ على جميع ما يمكن الحفاظ عليه من هذه التركة العظيمة . ولهذا السبب فانه عندما بدىء فى إنشاء السد العالى بدأت فى نفس الوقت دراسات لايجاد الطريقة المثلى للحفاظ على الآثار .

وقامت بعثة من علماء الآثار والمعماريين المصريين بالبحوث المبدئية لعلميات انقاذ الآثار . وقد رأوا أن تسجل جميع الآثار النوبية مع حفر عدد من المقابر . غير أن اعادة دراسة المشكلة عام ١٩٥٨ أوضحت أنه بالنسبة للاهمية القصوى لجميع آثار النوبة يجب عدم الاكتفاء ببحثها على نطاق محلى بل يجب بحثها على مستوى عالمى بهدف الحفاظ عليها جميعا .

وعندما طلبت حكومة الجمهورية العربية المتحدة فى عام ١٩٥٩ من هيئة اليونسكو تقديم مساعدتها للحفاظ على الآثار النوبية ، تجاوب عدد كبير من الحكومات والمعاهد والهيئات فى الحال .

وقد أعلنت حكومة الجمهورية العربية المتحدة ــ من جانبها ــ استعدادها لاعطاء البعثات الأجنبية القائمة بالحفر فى النوبة ما لا يقل عن ٥٠٪ من الآثار القديمة التى يكتشفونها مع استثناء القطع الفريدة أو التى تكمل المجموعات فى المتاحف المصرية . كما أعلنت الحكومة أنها سوف تعطى خمسة معابد نوبية (تافح ــ دابود ــ دندور ــ الدر ــ الليسيا) الى الذين يسهمون ماديا على نطاق واسع لتدعيم وتأمين المشروع .

وبالرغم من أن مجهودات كبيرة قد بذلت فى أعمال المسح والتسجيل فقد ضوعفت هذه المجهودات فى أعمال انقاذ المعابد النوبية ويحتوى جزء النوبة الواقع فى مصر على ١٧ معبدا ومقبرة باستثناء معبد أنس الوجود ومعبدى أبو سمبل ــ وكانت هذه المعابد الثلاثة موضوع دراسات خاصة بها .

وقد بدأت مصلحة الآثار عام ١٩٦٠ ــ فى نقل المجموعة الأولى للمعابد النوبية التى تتضمن التافح والدابود والكرتاسى . وقد نقلت هذه المعابد الثلاثة الى جزيرة الفيلة بأسوان حتى يحين الوقت الذى يعاد تجميعها فى المواقع المقررة لها جنوب السد العالى .

وقد أتمت مصلحة الآثار عام ١٩٦٣ نقل معابد الدكة والمحرقة والدندور .

وقد خصصت جمهورية المانيا الاتحادية ٦ مليون مارك لنقل معبد كلابشة ــ ويعتبر هذا المعبد أكبر معابد النوبة وأكثرها أهمية بعد معابد أنس الوجود وأبو سمبل . وقد نقلت البعثة الالمانية أحجار هذا المعبد وأعادت اقامته فى موقع غرب شاطىء النيل جنوب السد العالى حيث أقيم كذلك معابد الكرتاسى وبيت الولى .

كما خصصت الحكومة الفرنسية ٢٠٠٫٠٠٠ دولار لمعبد حماضة . كما أسهمت حكومة الولايات المتحدة الأمريكية بمبلغ ٢٫٣٨٠٫٠٠٠ دولار بالعملة المصرية لنقل المعابد الآتية : بيت الولى ، وادى السبوعة ، أبو أودا ومقبرة بنت ، وقد تم نقل هذه المعابد قبل نهاية ١٩٦٤ .

ويتبقى بعد ذلك خمسة معابد هى جرف حسين ، الدر ، الليسيا ، جبل الشمس وقصر ابريم ــ وتبلغ تكاليف نقلها ٣ مليون دولار ، وقد تضمن برنامج ١٩٦٣/١٩٦٤ نقل هذه المعابد .

أما معبد أنس الوجود الذى يقع فى أقصى الشمال فقد رسمت خطة نقله بالاستعانة بالحكومة الهولندية على أن تعاد هذه الجوهرة الثمينة الى روعتها الأولى . وتقع جزيرة أنس الوجود مع مجموعة معابدها بين خزان أسوان والسد العالى . لذلك فان المعابد سيهددهما خطر المياه بين الخزان والسد ــ وقبل السد العالى كانت تغرق تماما طول أيام

السنة فيما عدا شهور يوليو واغسطس وسبتمبر عندما ينخفض منسوب التخزين . وبعد اقامة السد العالى ستصبح المساحة بين الخزان والسد مستودع تعادل لتشغيل محطتى توليد القوى الهيدروكهربائية للخزان والسد العالى . وسيتراوح منسوب الماء فى هذا المستودع يوميا بين ١٠٥ و ١١١ متر ، ويتم اغراق انس الوجود طوال أيام السنة .

وقد تقدمت الحكومة الهولندية بمســاعدات السلطـات المصرية المسئولة ـ بمشروع لبناء ثلاثة سدود حول الجزيرة تقدر تكاليفها بستة ملايين دولار على أن يبدأ العمل فى هذا المشروع بعد أن يبدأ التخزين على السد العالى لأكثر من عام أى فى نهاية عام ١٩٦٧ . وقد تضمنت رسالة الرئيس كيندى الى مؤتمر هيئة اليونسكو فى ١٧ ابريل ١٩٦١ وعدا بالاسهام بمبلغ ٦ ملايين دولار بالعملة المصرية لهذا المشروع .

أما بخصوص معبدى أبو سمبل فيعتبران اكثر الآثار أهمية فى النوبة ، وليس لهما نظير سواء بصفة فردية أو مجموعة . ويمتاز هذان المعبدان بتصميم عبقرى بحيث يكونان فتحة داخل جبلين شامخين على الشاطىء الغربى للنيل . وفى المعبد الكبير أربعة تماثيل لرمسيس الثانى (١٢٩٠ ـ ١٢٢٣ ق.م.) منحوتة فى هضبة من الحجر الجيرى . وطول كل تمثال من هـذه التماثيل الأربعة ٢١ م بينما يبلغ عرض الرأس ٤ م من الأذن الى الأذن .

ومن الثابت أن الحفاظ على معبدى أبو سمبل ليس من الأعمال السهلة حيث تم تشييدهما فى موقع ممتاز عمل على وقايتهما من عوامل التعرية الجوية لفترة تزيد على ثلاثة آلاف عام ، ولذلك فان عملية انقاذهما تكتنفها مشاكل فنية كثيرة ـ وبالنسبة للاهمية القصوى لانقاذ وتأمين هـذين المعبدين ، قامت الحكومة المصرية تساعدها جهود عالمية جماعية بهذا العمل الكبير .

الخلاصــة

منذ قامت ثورة ٢٣ يوليو ١٩٥٢ ، كافحت الحكومة المصرية لتحقيق آمال الملايين لرفع مستوى المعيشة .

وكان قرار المضى فى اصرار لانشاء السد العالى وهو أكبر الأعمال المائية فى العالم ، والذى ينافس انشاء الأهرامات منذ أربعة آلاف سنة .

وأخيرا أمكن السيطرة على النيل بحيث يتاح استغلال مائة بالكامل لانتاج القوى الكهربائية ولتحويل الصحراء القاحلة الى أراض صالحة للزراعة تدب فيها الحياة فى سعادة ويسر .

وما من شك فى أن هذا العمل الجبار يمثل نقطـة البداية والتحـول للتغلب على التخلف ، كما يمهد الطريق الى الرفاهية والتقدم الاجتماعى بالاضافة الى توفير فرص العمل للأجيال الحاضرة والمستقبلة .

وعندما وقف الرئيس جمال عبد الناصر الى جانب هذا المشروع ، كان فى ذهنه هدف أساسى وهو أن المشروعات المائية تعتبر فى جميع أنحاء العالم ضرورية جـدا للتقدم الاجتماعى والرفاهية والسلام .

***

مواصفات واستعمالات

الأسمنت الحديدي ٣٥

للدكتور احمد على العريان

مقدمـــــة :

تقدم مستوى العلم الحديث بالنسبة للاسمنت ومنتجاته تقدما ملموسا ، وذلك بالنسبة للمعلومات التى قفزت قفزات رائعة عما كانت عليه فى سنة ١٩٣٠ حيث كان لكل انواع الاسمنت مواصفة واحدة ذات حدود وتحفظات تجمع كل هذه الأنواع .

ونتيجة لما قامت به الهيئات العالمية من أبحاث تطورت المعلومات عن الأسمنت ومنتجاته تطورات متعددة ومتوالية ، كشفت عن الكثير من غموض هذه المادة ، وبصفة خاصة النواحى الكيميائية التى فسرت كثيرا من الخواص الطبيعية والميكانيكية لها .

وقد عمد القائمون على صناعة الاسمنت فى مصر منذ انشائها على تتبع التطور الحديث لهذه الصناعة ، فحصلت على أحدث الأجهزة والآلات وخفضت تكاليف الانتاج ما امكن كما انتجت أنواعا مختلفة من الاسمنت حسب احتياجات الاستهلاك المحلى ، وفى مقدمتها النوع الجديد وهو : ((الاسمنت الحديدى)) .

١ ـ جلخ الحديد :

يتكون جلخ الحديد أساسا من الأكاسيد الآتية :

السيليكا ـ	SiO_2	من ٣٠ الى ٤٠ ٪	± ٣ ٪
الالومينا ـ	Al_2O_3	من ٨ الى ١٨ ٪	± ٢ ٪
اكسيد الكالسيوم ـ	CaO	من ٤٠ الى ٥٠ ٪	± ٣ ٪

وهذا التكوين يشبه الى حد كبير ما ينتج من تكليس الحجر الجيرى والطين ، واذا كانت نسبة اكسيد الـــكالسيوم فى جلخ الحديد عاليه ، فعند طحنه يعطى اسمنتا حقيقيا .

ولما كانت المانيا من أكبر الدول المنتجة للحديد ، أصبح من الطبيعى ان تكون من أوائل الدول التى تستعمل جلخ الحديد فى انتاج الاسمنت البورتلاندى الحديدى ، وكان ذلك فى سنة ١٨٩٢ .

وفى سنة ١٩١٥ ، ١٩١٦ ظهـر تقرير رسمى بالمـانيا يبين ان الاسمنت البورتلاندى الحديدى يضارع الاسمنت البورتلاندى العادى ، ويستعمل فى جميع الحالات التى يستعمل فيها هـــذا الاخير

وكان ذلك نتيجة لاختبارات عديدة أجرتها جمعية الخرسانة المسلحة الالمانية .

وقررت هـــذه الجمعية أن الخرسانة المسلحة التى يدخل فى تكوينها الاسمنت الحديدى لا تختلف بأى حال عن خرسانة الاسمنت البورتلاندى العادى

كذلك كانت النتائج التى اجراها معهد أبحـــاث البنـــــاء ببرلين ناجحـــــة من حيث حماية حديد التسليح ، كما فى الاسمنت البورتلاندى ، وقـــد أوصت باستعماله فاصبح الاسمنت البورتـــلاندى الحديدى يستعمل بنجـــاح فى بلاد كثيرة فى المبانى والاساسات ، وكذلك الخرسانة المسلحة بما فيهـــا الخزانات والسدود ، هـــذا بالاضافة الى المنتجات الخرسانية مثل المواسير والطوب وغيرها .

وقد أوصت نتائج الابحاث التى أجريت فى البلاد المختلفة الأخرى بانتـــاج الاسمنت البورتلاندى الحديدى على نطاق واسع وذلك لتفوق خواصه المختلفة ولاستغلال جلخ الحديد الناتج من صناعة الحديد والصلب .

لهذا قامت صناعة الاسمنت الحديدى فى مصر بعد ان أصبحنا من البلاد المنتجة للحديد والصلب .

وقد اختلفت نسبة الجلخ الداخل فى تركيب الاسمنت الحديدى طبقا للمواصفات القياسية من دولة الى أخرى ، وبتنوع الاسمنت الحديدى الذى يختلف فى خواصة تبعا لاختلاف هذه النسب وتحدد المواصفات القياسية البريطانية B.S. 146 الحد الاعلى لنسبة الجلخ فى الاسمنت الحديدى بمقدار ٦٥ ٪ أما المواصفات القياسية الامريكية فتتراوح هذه النسبة بين ٢٥ ، ٦٥ ٪

وبالنسبة لما اتبع فى مصنع الاسمنت الحديدى بمصر فقد اجريت الاختبارات على عدة خلطات بنسب مختلفة من الجلخ والكلنكر وأثبتت نتائج هذه الاختبارات ان اضافة الجلخ بنسبة ٣٥ ٪ تعطى اسمنتنا يقف على قدم المساواة مع الاسمنت البورتلاندى العادى .

٢ ـ صناعة الاسمنت الحديدى ٣٥ :

يصنع الاسمنت الحديدى ٣٥ باضافة الجلخ الى الكلنكر بحيث تكون نسبة الجلخ ٣٥ ٪ من المخلوط ، ويضاف الجبس بالنسب المناسبة للتحكم فى زمن الشك ، وهى متقاربة مع النسب التى تضاف الى الاسمنت البورتلاندى العادى ، لذلك نجد ان قمع التغذية فوق الطاحونة مقسم الى ثلاثة أقسام بدلا من قسمين كما فى صناعة الاسمنت البورتلاندى العادى ولا توجد أى احتياطات أو اختلاف فى عملية صناعة الاسمنت الحديدى ٣٥ من الاسمنت البورتلاندى العادى غير دخول الجلخ كعنصر ثالث للطاحونة .

٣ ـ خواص الاسمنت الحديدى ٣٥ :

توجد معلومات وبيانات كثيرة فيما يتعلق بالخواص القياسية للاسمنت الحديدى ٣٥ من الناحية الطبيعية والميكانيكية ، وسنناقش هذه الخواص بصورة مختصرة لنعطى للقارىء صورة عن هذا النوع من الاسمنت .

أما التحليل الكيميائى للاسمنت الحديدى ٣٥ فقد وجدانه يتفق مع المواصفات القياسيةالبريطانية للاسمنت الحديدى وفى حدود شروط المواصفات القياسية البريطانية للاسمنت البورتلاندى ، كما يتضح من جدول (١) .

جدول (١) التحليل الكيمائى للاسمنت الحديدى ٣٥ بالمقارنة بالمواصفات القياسية البريطانية لكل من الاسمنت الحديدى والبورتلاندى العادى

المكونات	كليــة الهندسة	شركة حلوان	تحليل المواصفات القياسية البريطانية: حديــدى B.S. 146	بورتلاندى B.S. 12
	٪	٪	٪ لايزيد عن	٪ لايزيد عن
الرطوبة (الماء)	٠١ر٢٩	—		
الفقد بالحرارة العالية	٠٢ر١١	٠ر٨٠	٣ر٠٠	٣ر٠٠
ثانى اكسيد السيليكون	٢٤ر٢٦	٢٤ر١٠	—	—
اكسيد الحديد	٩ر٩٥	٠٢ر٥٩	—	—
أكسيد الاولمنيوم		٠٧ر٤١	—	—
اكسيد الكالسيوم	٥٩ر٥٨	٦٠ر٠٠	—	—
اكسيد المغنيسيوم	٠٠ر٥٤	٠٢ر٣٩	٧ر٠٠	٤ر٠٠
ثالث اكسيد الكبريت	٠٢ر٣٦	٠٢ر١٩	٣ر٠٠	—
الكبريت غير المتحد	٠٠ر٣٤	—	—	—
مكونات غير معينة	—	٠٠ر٢٢	—	—
المواد غير القابلة للذوبان	٠٠ر٨٦	٠٠ر٣٠	٥ ر١	٥ ر١
المجموع	١٠٠ر٠٠	١٠٠ر٠٠		
الكبريت الكلى (على هيئة كب ا ٢)	—	٢ر٧٠	٦ر٧٥	٥ ر١٧—٣ر٠
الكبريت (على هيئة كب)	—	٠ر٢٣	٥ ر١	—
معامل التشبع للجير كا ا ـ ٧ر. كب ا ٣ / ٢ر٨ س ا ٢ + ٢ ر الو ٢ ا ٣ + ٦٥ ح ٢ ا ٣	—	٠ر٧٤٩	—	لا تقل عن ٦٦ر. ولا تزيدعن ١ر٠٢
لو ٢ ا ٣ ٪ / ح ٢ ا ٣ ٪	—	٢ر ٨	—	لا تقل عن ٦٦ر.

والتقسيم المنطقى لخواص الاسمنت الحديدى ٣٥ يمكن ان يبنى على طرق الاختبار مع الاخذ فى الاعتبار الحالة التى يكون عليها الاسمنت أثناء عملية الاختبار ، وعلى سبيل المثال هناك خواص محددة لمسحوق الاسمنت الجاف وهناك خواص لعجينة الاسمنت اى مخلوط الاسمنت والماء .

كما توجد ايضا خواص لمونة الاسمنت الحديدى ٣٥ اى المخلوط المكون من الاسمنت والماء والرمل ، واما القسم الأخير تبعا لهذه التقسيمات فهو المخلوط الذى يشمل الاسمنت والماء والرمل والزلط ، أى لخرسانة الاسمنت الحديدى ٣٥ .

أولا ـ خواص مسحوق الاسمنت الحديدى ٣٥ :

١ ـ النعومة Fineness

أثبتت اختبارات النعومة التى أجريت على عينات الاسمنت الحديدى ٣٥ ان أكثر من ٩٠ ٪ منه بالوزن يمر من المنخل القياسى رقم ١٧٠ وهو نفس الشرط المطلوب فى الاسمنت البورتلاندى العادى . أنظر جدول (٢) .

جدول (٢)

اختبار النعومة للاسمنت الحديدى ٣٥ ومقارنته بالمواصفات القياسية بكل من الاسمنت الحديدى ، والاسمنت البورتلاندى العادى

الخواص	الاسمنت الحديدى ٣٥	الحديدى B.S 146	شروط المواصفات القياسية البريطانية البورتلاندى العادى B.S 12
وزن عينة الاختبار بالجرام	١٠٠	١٠٠	١٠٠
النسبة المئوية للكمية المتبقية على المنخل القياسى رقم ١٧٠	٦ر١٪	لا يزيد على ١٠٪	لا يزيد على ١٠٪

(ب) الوزن النوعى :

تؤثر المكونات الكيميائية للاسمنت على الوزن النوعى فالاسمنت المحتوى على نسبة عالية من اكسيد الحديد يزيد الوزن النوعى فيه بكمية تتراوح بين ٠٥ر٠ و ١٠ر٠ عن الأنواع المحتوية على نسبة أقل من هذا الاكسيد ، وبالاضافة الى ذلك فالاسمنت ذو الحبيبات الناعمة يقل الوزن النوعى فيه عن الاسمنت ذى الحبيبات الكبيرة مع اشتراكهما فى نفس التركيب والمكونات .

ومن الاختبارات التى أجريت على الاسمنت الحديدى ٣٥ يتبين أن وزنه النوعى ١٠ر٣ والجدول رقم (٣) يوضح هذه النتيجة .

جدول (٣)

اختبار الوزن النوعى للاسمنت الحديدى ٣٥ ومقارنته بحدود الأرقام المعروفة للاسمنت البورتلاندى العادى

الخواص	الاسمنت الحديدى ٣٥	الحدود المعروفة للاسمنت البورتلاندى العادى
وزن عينة الاختبار (بالجرام)	٣٠	٣٠
الوزن النوعى	١٠ر٣	١٠ر٣ــ٢٠ر٣ (متوسط ١٥ر٣)

(جـ) الوزن الحجمى :

يعبأ الاسمنت فى شكاير تزن الواحدة ٥٠ كيلو جرام ، ويعتبر حجم الشيكارة من الاسمنت البورتلاندى قدم مكعب تقريبا ، ونظرا لأن الوزن النوعى للاسمنت الحديدى ٣٥ أقل من الوزن النوعى للاسمنت البورتلاندى العادى فان الشيكارة (٥٠ كيلو جرام من الاسمنت الحديدى تعطى حجما أزيد قليلا من الحجم للمعتاد) .

ومن الاختبارات التى أجريت على الاسمنت الحديدى ٣٥ يتبين بوضوح هذه الظاهرة (جدول رقم ٤) .

جدول (٤)

اختبار الوزن الحجمى للاسمنت الحديدى ٣٥ ومقارنته بحدود الأرقام المعروفة للاسمنت البورتلاندى العادى

الخواص	الاسمنت الحديدى ٣٥	الحدود المعروفة للاسمنت البورتلاندى العادى
حجم الوعاء (باللتر)	١	١
الوزن الحجمى كجم/م٣	١٠٢٥	١١٠٠ــ١٢٠٠

ثانيا ـ خواص عجينة الاسمنت الحديدى ٣٥ :

١ ـ النسبة المئوية للماء لتشكيل العجينة ذات القوام القياسى :

لتشكيل عجينة الاسمنت ذات القوام القياسى

تعين النسبة المئوية لكمية ماء الخلط ، منسوبة الى وزن الاسمنت الجاف التى تسمح بهبوط اسطوانة جهاز فيكات الى نقطة تبعد من ٥ الى ٧ ملليمترات عن قاع قلب فيكات ، وذلك بعد ملئه مباشرة .

والجدول (٥) يبين نتائج الاختبارات التى أجريت على الاسمنت الحديدى ٣٥ لتحديد نسبة الماء لتشكيل العجينة ذات القوام القياسى :

جدول (٥)

اختبار العجينة ذات القوام القياسى للاسمنت الحديدى ومقارنته بالأرقام المعروفة للاسمنت البورتلاندى العادى

الخواص	الاسمنت الحديدى ٣٥	الحدود المعروفة للاسمنت البورتلاندى العادى والحديدى
وزن عينة الاسمنت بالجرام	٤٠٠	
النسبة المئوية للماء	٢٦٪	٢٥–٣٢٪

وتستخدم نتائج هذا الاختبار فى عمل العجينة الاسمنتية القياسية لتعيين زمن الشك والثبات ، ويلاحظ ان هذه النسبة تتميز بتغير درجات الحرارة والرطوبة النسبية .

ويتبين من هذا الاختبار ان نسبة الماء للاسمنت الحديدى ٣٥ تماثل تماما أرقام الاسمنت البورتلاندى العادى ، وتقع فى الحدود المعروفة له .

(ب) زمن الشك :

عندما يخلط الاسمنت بالماء ليكون عجينة رقيقة فانها تدريجيا تصبح أقل مرونة حتى تصل الى درجة التصلب ، وتفوق المواصفات القياسية بين زمن الشك الابتدائى والنهائى .

والعوامل المؤثرة على خاصية شك الاسمنت كثيرة وأهمها مكوناته والنسبة المئوية من الجبس المضاف قبل الطحن ، والحرق ودرجة النعومة ، كذلك عملية النعومة المصاحبة لعملية الطحن .

وقد روعى فى الاسمنت الحديدى ٣٥ ان يتفق وهذين الشرطين للشك ، كما هو واضح من الاختبارات المبينة بالجدول رقم (٦) :

جدول (٦)

اختبار زمن الشك للاسمنت الحديدى ٣٥ ومقارنته بالمواصفات القياسية لكل من الاسمنت الحديدى والاسمنت البورتلاندى العادى

الخواص	الاسمنت الحديدى ٣٥	شروط المواصفات البريطانية: الحديدى B.S. 146	شروط المواصفات البريطانية: البورتلاندى العادى B.S. 12
وزن العجينة (بالجرام)	٤٠٠	٤٠٠	٤٠٠
	دقيقة ساعة		
زمن الشك الابتدائى	٠٠ ٣	لايقل عن ٤٥ دقيقة	لايقل عن ٤٥ دقيقة
زمن الشك النهائى	٤٠ ٦	لايزيد عن ١٠ ساعة	لايزيد عن ١٠ ساعة

(ج) الثبات :

يقصد بثبات الاسمنت ان لايتغير حجم عجينة الاسمنت اثناء تصلبها عن الحدود المسموح بها بالمواصفات القياسية عندما تتعرض لاختلاف درجات الحرارة .

وينتج عدم ثبات حجم الاسمنت من تعدد بعض المواد الداخلة فى تركيبه وهذا التمدد يصحبه تشققات وتفتيت الكتلة (كتلة الاسمنت) والمواد التى تسبب عدم ثبات حجم الاسمنت هى وجود الجير غير

المتحد وزيادة نسبة الماجنيزيا والكبريتات عن الحدود المسموح بها فى المواصفات القياسية .

والاسمنت الحديدى ٣٥ يكون ثابت الحجم ، وذلك لأن الجلخ الداخل فى تركيبه يتحد مع الكميات التى قد توجد من الجبس غير المتحد فى الكتلة .

ويتضح ذلك من نتائج اختبار لوشاتليه التى أجريت على عدة عينات من الاسمنت الحديدى ٣٥ والجدول رقم (٧) يبين هذه النتائج .

جدول (٧)

اختبار الثبات للاسمنت الحديدى ٣٥ ومقارنته بالمواصفات القياسية لكل من الاسمنت الحديدى والاسمنت البورتلاندى العادى

الخواص	الاسمنت الحديدى ٣٥	شروط المواصفات القياسية البريطانية	
		الحديدى	البورتلاندى
وزن العينة (بالجرام)	٦٠٠	٦٠٠	٦٠٠
قيمة التمدد لوشاتليه مم	صفر	لا يزيد عن ١٠	لا يزيد عن ١٠
متوسط ٦ عينات			

والمواصفات القياسية البريطانية لا تفرق فى شروط الثبات بين الاسمنت البورتلاندى العادى والاسمنت الحديدى وبالرغم من سماح المواصفات القياسية بتمدد قيمته ١٠ ملليمترات بتجربة لوشاتليه الا ان الاسمنت الحديدى ٣٥ أثبت أنه ثابت الحجم ولم يحدث تمدد فى العينات الستة التى اختبرت .

ثالثا — خواص مونة الاسمنت الحديدى ٣٥ :

١ — اجهاد الضغط :

اجهاد الضغط للمونة هو مقاومتها للاحمال المؤثرة عليها وتعين بقسمة حمل السحق على مساحة العينة المختبرة .

ولقياس جودة الاسمنت حددت المواصفات القياسية الشروط المطلوبة فى اجهاد الضغط لمونة الاسمنت — وتعين اجهادات الضغط باختبار مكعبات ذات سطح يساوى ٥٠ سنتيمترا مربعا من مونة بنسبة ١ : ٣ اسمنت الى رمل قياسى ، وتكون نسبة ماء الخلط ١٠ ٪ من مجموع وزن الاسمنت والرمل

والجدول رقم (٨) يلخص نتائج اختبار مكعبات مونة الاسمنت الحديدى ٣٥ .

جدول (٨)

اختبار اجهاد الضغط لمونة الاسمنت الحديدى ٣٥ ومقارنته بالمواصفات القياسية لكل من الاسمنت الحديدى . والاسمنت البورتلاندى العادى .

الخواص	الاسمنت الحديدى ٣٥	شروط المواصفات القياسية البريطانية	
		الحديدى B.S. 146	البورتلاندى العادى B.S. 12
	كجم / سم ٢	كجم / سم ٢	كجم / سم ٢
اجهاد الضغط بعد ٣ أيام	٢٢٧	١١٢	١٥٤
اجهاد الضغط بعد ٧ أيام	٢٨٠	٢١٠	٢٣٩

وتشير هذه النتائج الى وصول الاسمنت الحديدى ٣٥ الى الارقام التى نصت عليها كل من المواصفات القياسية للاسمنت الحديدى والاسمنت البورتلاندى العادى بل زادت عليها بنسبة واضحة .
ـومن المعروف ان اجهاد الضغط يعتبر المقياس الفعلى لجودة الاسمنت .

(ب) اجهاد الشد :

يعين اجهاد الشد بقسمة حمل الكسر على مساحة مقطع العينة المختبرة ، ولا تنص المواصفات القياسية البريطانية الحديثة على اجراء هذه التجربة ، وقد حددت تلك المواصفات قبل تعديلها ، كذلك المواصفات القياسية الامريكية حاليا كيفية اجراء اختبار الشد للمونة بنسبة ١ : ٣ اسمنت الى رمل قياسى .

والجدول رقم (٩) يلخص نتائج اختبار طوبات مونة الاسمنت الحديدى ٣٥ .

رابعاً ـ خواص خرسانة الاسمنت الحديدى ٣٥ :

١ ـ اجهاد الضغط :

يعتبر اجهاد الضغط للخرسانة مقياسا هاما لجودة الاسمنت ، أو للمقارنة بين أنواع الاسمنت المختلفة ، ولما كانت الانشاءات المختلفة تتعرض لاجهادات ضغط عالية ، الامر الذى يحتم استخدام أنواع من الاسمنت تتحمل اضعاف اضعاف هذه الاجهادات .

لذلك اجريت تجارب عديدة لمعرفة اجهاد الخرسانة باستعمال الاسمنت الحديدى ٣٥ بعد ٧ أيام ، ٢٨ يوما ، وكانت الخلطة مكونة من زلط برمل بنسبة ١ : ٢ بالوزن والاسمنت ٣٠٠ كيلو جراما / م ٣ بنسبة الماء الى الاسمنت ٥٠ر٠ .

والجدول رقم (١٠) يبين نتائج هذه الاختبارات .

جدول (٩)

اختبار اجهاد الشد لمونة الاسمنت الحديدى ٣٥ ومقارنته بالمواصفات القياسية لكل من الاسمنت الحديدى والاسمنت البورتلاندى العادى .

الخواص	الاسمنت الحديدى ٣٥	شروط المواصفات القياسية البريطانية: الحديدى B.S. 146	شروط المواصفات القياسية البريطانية: البورتلاندى العادى B.S. 12
اجهاد الشد بعد ٣ أيام	٣١ر٨	٢١ر٩٠	٢٦ر٣٧
اجهاد الشد بعد ٧ أيام	٣٥ر٤	٢٦ر٣٧	٢١ر٩٠

جدول (١٠)

اختبار اجهاد الضغط لخرسانة الاسمنت الحديدى ٣٥ ومقارنته بخرسانة الاسمنت البورتلاندى العادى واجهاد التشغيل المطلوب فى الاعمال الإنشائية

الخواص	خرسانة الاسمنت الحديدى ٣٥	خرسانة الاسمنت البورتلاندى العادى	اجهاد التشغيل فى الاعمال الانشائية
	كجم / سم ٢	كجم / سم ٢	كجم / سم ٢
اجهاد الضغط السحق بعد ٧ أيام	٢٩٠	٢٩٣	ـ
اجهاد الضغط السحق بعد ٢٨ يوم	٣٨٦	٣٧١	٤٠ ـ ٦٥

ويتضح من هذه النتائج ان الأسمنت الحديدى ٣٥ الداخل فى تكوينه الخلخ المصرى الممتاز الفعال يقف على قدم المساواه مع الاسمنت البورتلاندى العادى من حيث القوة ويستعمل فى جميع الاعمال الانشائية العامة مثل الكبارى والعمارات والقناطر والسدود وغيرها من الانشاءات .

ومما هو جدير بالذكر ان معدل زيادة قـــوة خرسانة الاسمنت الحديدى بعد ٢٨ يوما يتعادل مع مثيلاتها من الانواع الاخرى من الاسمنت مما يزيد من معامل الامان مع مضى الوقت .

(ب) مقاومة التماسك بين حديد التسليح والخرسانة

لتحديد قـــوة التماسك بين حـــديد التسليح وخرسانة الاسمنت الحديدى ٣٥ ومقارنتهابالاسمنت البورتلاندى العـــادى أجريت عدة اختبارات على اسطوانات من الخرسانة ذات قطر ١٠ سنتيمترات وارتفاع ٢٠ سنتيمترا ، ثم وضع فى كل اسطوانة سيخ من الصلب الطرى بقطر ١/٢ بوصة وبطول ١٥ سنتيمترا داخل الخرسانة .

والجدول رقم (١١) يوضح نتائج هذا الاختبار:

(جـ) مقاومة المياه عامة ، ومياه البحر والكيماويات :

تزداد مقاومـــة الاسمنت الحديدى عامـــة للتأثيرات الكيماوية والاحماض كلما ازداد فيها نسبة الخلخ وبالتالى تقل نسبة الجير الذى اذا زاد عن الحد المنصوص عليه فى المواصفات القياسية يعـد عاملا خطـــرا على الخرســـانات . فضلا عن أن الاسمنت الحديدى يقاوم فعل المياه عامة التى تعمل على ازالة الجير المطفأ من داخل الخرسانات فتعرضها للتلف .

وقد اجرى جرين تجارب عديدة على خلطات من الاسمنت الحـــديدى والاسمنت البورتلاندى العادى لمتوسط ٢٦ عينة بعد تركها سنتين فى محلول ١٠ ٪ كبريتات الماغنسيوم . وقد بنيت على أساس اختيار عينات لكل من خرسانة الاسمنت الحديدى والبورتلاندى يوضع بعض من هذه العينات فى ماء عادى . والبعض الاخر فى محلول ١٠ ٪ كبريتات المغنسيوم ثم مقارنة قوة الضغط بعد سنتين ، والتى يتضح منها ميزة الاسمنت الحديدى فى مقاومـــة مهاجمة مياه البحر والكيماويات والاحماض .

٥ ـ التحمل مع مرور الزمن :

يقصـــد بتحمل الخرسانة مـــع مرور الزمن مقاومتها للتأكل والعوامل الجوية وتعتبر خرسانة الاسمنت الحديدى ٣٥ قـــوية الاحتمال مع مرور الـــزمن ، ويوصى الـــكثيرون باستعمال الاسمنت الحديدى لهذا الفرض .

وقد ثبت من الاختبارات ان الاسمنت الحديدى ٣٥ يؤيد مقاومة الخرسانة للتقلبات الجوية من حرارة وبرودة او مطر وجفاف ، وقد أجرى اختبار التآكل على عينات من الاسمنت الحديدى ٣٥ ، وكانت النتائج كالمبينة فى الجدول رقم (١٢)

جدول (١١)

اختبار التماسك بين حديد التسليح وخرسانة الاسمنت الحديدى ٣٥ : ومقارنته بالاسمنت البورتلاندى العادى

الخواص	نتيجة الاسمنت الحديدى ٣٥	نتيجة الاسمنت البورتلاندى العادى
مقاومة التماسك بعد ٢٨ يوما (متوسط ٦ عينات)	كجم / سم ٢ ٤١ر٤	كجم / سم ٢ ٤١ر٦

جدول (١٢)

اختبار التآكل لخرسانة الاسمنت الحديدى ٣٥ومقارنته بالاسمنت البورتلاندى العادى :

الخواص	الاسمنت الحديدى ٣٥		نتيجة الاسمنت البورتلاندى العادى	
	أ جرام	ب جرام	أ جرام	ب جرام
الكمية المتآكلة بعد ٥٠٠ لفة بعد ٢٧ يوما (متوسط عينات)	٣٫٩٨	١٫٨٥	٤٫٢٦	٢٫٠٤

(ب) عبارة عن اعادة تجربة التآكل على نفس العينات المختبرة فى (أ) بعد تركها يومين (٤٨ ساعة) معرضة للجو الجاف العادى .

رابعا ــ الاستعمالات والمميزات :

تؤكد الابحاث وتؤيد المراجع ان استعمالات الاسمنت الحديدى ٣٥ هى نفس استعمالات الاسمنت البورتلاندى العادى .. لذلك فان الاسمنت الحديدى ٣٥ يستعمل فى كافة الاعمال الخرسانية التى يدخل فيها الاسمنت البورتلاندى العادى ، بالاضافة الى المميزات الآتية :

١ ــ حرارة الاماهة للاسمنت الحديدى ٣٥ اقل من الحرارة الناتجة من الاسمنت البورتلاندى العادى فيقل احتمال حدوث التشققات السطحية .

٢ ــ مقاومة الاسمنت الحديدى ٣٥ لفعل المياه عامة ومياه البحر والكيماويات وذلك لاحتوائه على كمية أقل من اكسيد الكالسيوم ونسبة اعلى من السيليكات ، لذلك يفضل استعماله فى الانشاءات المسلحة البحرية والنهرية او مياه الرشح .

٣ ــ زيادة معدل مقاومة خرسانة الاسمنت الحديدى ٣٥ فى الأزمنة البعيدة ، فيزيد ذلك من معامل الامان .

لحام الكابلات الألومنيوم

للمهندس حسن عبد الفتاح ابراهيم

رئيس مجلس ادارة شركة الكابلات الكهربائية المصرية

مقـــدمة

ظل انتشار استخدام الكابلات ذات الموصلات الالومنيوم محـدودا لبعض الوقت بسبب بعض الصعوبات التى نشأت من لحام وتوصيل الكابلات ببعضهـا أو تكوين تفريفات منهـا . ولم يستغرق البحث للتغلب على هذه الصعوبات وقتا طويلا .. اصبحت بعـده عمليات اللحـام والتوصـيل شيئا يسيرا .. بل لاتكاد تختلف كثيرا عن لحام وتوصيل الموصـلات النحاس اذا اخـذت فى الاعتبـار خواص معـدن الألومنيوم الطبيعية والكيمائية وما تستلزمه من توافر معدات وأجهزة مناسبة .

الالومنيوم .. وصعوبات اللحام والتوصيل

يتميز الألومنيـوم بقابليتـه الكبيرة لامتصاص الاكسيجين فى اللحظـات الاولى لتعرضـه للجو .. وسرعان ما تتكون على سطح المعدن طبقة رقيقة جدا من اكسيد الالومنيوم خلال الدقائق الاولى لتعرضه للجو العـادى يتزايد سمكهـا باستمرار تعرضهـا للجو .

وهذه الطبقة من الاكسيد ذات قدرة عالية كعازل كهربائى وهى صلبة شفافة ذات مقاومة عالية للصدأ وتكسب الالومنيوم ذلك المظهر اللامع الذى يتميز به .. ودرجة انصهار هـذه الطبقة من الاكسيد تبلغ ٢٠٠٠ ٥ أى تزيد عن ثلاثة أمثال درجة انصهار معدن الألومنيوم ذاته وهى ٦٦٠ ٥ م .

وقد اتجهت الابحاث فى المقام الاول الى تصنيع مـادة تسـاعد على اللحـام (فلكس) تعمـل على التخفيف من أثر الاكسيد عند اجراء اللحام بنفس الطـرق التقليدية المستخدمة فى لحـام الموصـلات واسلاك النحاس باستعمال سبائك القصـدير والرصـاص .

وقـد ادى تزايد معرفـة العاملين فى مجالات الألومنيوم للكثير من خواصه الطبيعية والكهربائية ان برزت الى التطبيق طرق جديدة ــ للتغلب على صعوبات التوصيل الكهربائى للاسلاك والموصلات المصنوعة من الألومنيوم كان منها طرق التوصيل بالضغط الميكانيكى على البارد نظرا لمرونة الألومنيوم وقابليته للتضاغط ، وتتلخص هذه الطريقة فى أحداث قدر مناسب من الضغط على موصلات الألومنيوم بعد وضعها فى جلبة توصيل أو نهاية من الألومنيوم ويكفى هذا الضغط لتفتيت طبقة الاكسيد فى منطقة الضغط وتشتيتها لتسهيل التحام الألومنيوم ببعض للحصول على لحامات مأمونة ميـكانيكيا وكهربائيا شكل رقم (١) .



شكل (١) ــ توصيل كابل ألومنيوم بواسطة الضغط على البارد

وقد انتشرت فى انحاء كثيرة من العالم عمليات التوصيل الميكانيكى بواسطة الضغط لما يتميز به من توفير لجهد العامل وسرعة الاداء وسهولته دون ان تستلزم مهارة خاصة من القائمين بالعمل .. فضلا عن انه كبديل عن طريق اللحـام التقليدية (اللحـام بالفلكس) قد ادى الى توفير سبائك اللحام وعـدم الحاجة الى استخدام أى من مساعدات اللحام .

ولقـــد تسابقت الكثير من الدول فى تصميم وتحسين أدوات التوصيل بالضغط واستخدمت لهذا

الغرض مكابس خاصة تتميز بالقدرة العالية لجهد الضغط وسهولة التشغيل والاستخدام .. وقد أصبح متوافرا فى الاسواق العالمية أصنافا متنوعة من هـذه المكابس تختلف قدرة كل منها حسب المقاسات وأنواع الموصلات التى تصلح لها ... ولا تكاد تختلف فى طريقة صنعها أو تشغيلها اختلافا كبيرا .

ويتوفر فى السوق المحلية فى الوقت الحاضر الكابلات ذات الموصلات الألومنيوم ابتداء من ٦ مم ٢ (القابل لمقاس ٤ مم ٢ نحـاس) حتى ٣٠٠ مم ٢ المعزولة بالبلاستيك أو الورق المشبع بالزيت بينما لم تنتج بعد الاسلاك الألومنيوم بدلا من النحاس فى جميع المقاسـات الصـغيرة حتى ٣ مم ٢ وذلك للصعوبات التى سيواجهها العميل فى استخدام هذه المقاسات الصغيرة فى مجالات العمل اليومى وعدم امكان لحامها بسهولة .

فالاسلاك المعزولة بالبلاستيك (طراز ٧٥٠ ب) ذات المقاسات الصغيرة ١ ـ ٣ مم ٢ مثلا تستخدم فى التوصيلات العادية داخل مواسير الكهرباء لتوصيل الدوائر الفرعية والدوائر العمومية .. الخ ويتم تثبيت الموصل فى اللمبة أو المفتاح أو البريزة من جهة وفى لوحـة المصهرات أو المفاتيح الثلاثية من جهة اخرى .

ولا يمكن ضمان عمل هذه التوصيلات بطريقة فنية مأمونة فى الوقت الحاضر على الأقل لما يستلزم استخدام الموصلات الألومنيوم من طرق فنيـة مستحدثة فى طريقة التوصيل والتثبيت .. الخ .

فكما سبق أن أوضحنا فان هذه الطبقة الشفافة الرقيقة من أكسيد الألومنيوم التى تتكون بسرعة فائقة على الموصلات الألومنيوم والتى ينبغى إزالتها قبل عمل التوصيلة قد لا يجيدها الكهربائى العادى غير المتمرن على توصيلات الألومنيوم وهكذا قـد تجده لا يعتنى بازالة هذه الطبقة وخصوصا وهو لا يراها ولا يتأكد من وجودها ويقوم بتثبيت الموصل فى المفتاح أو البريزة أو اللمبة دون أن يزيلها بعناية مما يؤثر فى مرور التيار وبالتالى يسبب سخونة الموصل فى هـذا الجزء وربما يسبب شرارة أو ما شابه ذلك .

وحتى لو قام الكهربائى بازالة هذه الطبقة من الإكسيد فانها سرعان ما تتكون مرة اخرى دون أن يراها أو يشعر بها وتسبب المتاعب المـذكورة مما يوضح ان مثل هـذه التوصيلات لا تتم بالسهولة التى تتم بها توصيلات الموصلات النحاس .

أما القول باستخدام أطراف نهاية (كوسات) لهذه المقاسات الصغيرة ولحامها بالكبس فيخشى من عدم استخدامها كتوفير للمصاريف وخصوصا انها ستستخدم بكثرة فى المبانى الشعبية .

هذا ما عدا ما هـو معروف من أن للألومنيوم خاصية الزحف ، ، أى أنه بعد مدة قد يزحف من تحت مسمار الزنق ويسبب مقاومة لمرور التيـار وبالتالى قد يحدث شرارة ضارة .

لهـذه الاسباب لم يتم انتاج هـذه الاسلاك بموصلات الومنيوم وذلك الى أن يتعود الكهربائيين على استخدام الكابلات الـكبيرة ذات الموصلات الالومنيوم وهى قل شيوعا فى الاستخدامات العادية البسيطة .

ولما كانت المقاسات (من ٤ مم ٢ فما فـوق) تستخدم كخطوط تغذية بين لوحات التوزيع واماكن الاستخدام وتنتهى فى العادة على مفاتيح ثلاثية أو لوحات توزيع فرعية فيمكن لحام اطراف الموصل فى نهايات تثبيت (كوس) تثبت فى اللوحة او المفاتيح بالطرق المبينة فيما بعد .

وينبغى التنبيه بعدم ربط الموصـلات الالومنيوم على المفاتيح أو لوحات التوزيع بعمل وردة من السلك تثبت تحت مسما زنق لما تسببه هذه الطريقة من تزايد الاكسيد وبالتالى ارتفاع مقاومة منطقة الربط مؤدية الى انخفاض كفاءة التوصيل للدائرة ومن الضرورى لحام طرف الموصل فى النهاية كما سبق ان اوضحنا .

عمليات اللحام والتوصيل للكابلات الألومنيوم

أولا ـ عمليات اللحام :

يعتبر اللحام منذ زمن طويل افضل وسبائل وصل المعادن من نواحى عديدة لعل اهمها فى حالة لحام الكابلات هو تقليل الفقد الكهربائى فى منطقـة اللحام .

وفى لحامات الكهرباء يستخدم فى معظم الحالات مسـاعد لحام (فلكس) يقـوم بازالة الاكاسيد والشوائب التي قد تؤدى الى زيادة المقاومة الكهربائية

فى منطقة اللحام . ويتم لحـــام الموصلين بواسطة سبيكة لحـام وسبيكة اللحام المستخدمة فى لحام الموصلات النحاس مكونة عادة من القصدير والرصاص وتستخدم مع (فلـكس) خاص يتم بهمـا لحام الموصلين معا لحاما تاما .

ولقد ادى انتشار استخدام الالومنيوم كوصلات كهربائية الى محاولات لتطبيق نفس الاساوب المتبع فى لحام موصلات النحاس للحام موصلات الالومنيوم .. الا ان وجود طبقة اكسيد الالمنيوم بخواصـــها المعروفة من سرعة التكوين فى الجو العادى وصلابتها لم تؤدى الى نتائج سريعة وذلك لعدم فاعلية الفلكس المستخدم مع موصلات النحاس لاختلاف طبيعة الاكاسيد المـــكونة على كل من معـدنى النحاس والالومنيوم (التى يستخدم الفلكس لازالتها) .

ولقد امكن الحصول على بعض اللحامات بكسر طبقة الاكسيد والنفاذ الى معدن الالومنيوم ثم غمرها فى حوض من سبيكة اللحام وتجرى هـذه العملية بسرعة وقبل بدء عملية اللحام بوقت قصير حتى لا تكون هناك فرصة لتكوين هذه الطبقة مرة اخرى.

وهناك طريقة اخرى باستخدام بودرة لحـام الألومنيوم وذلك باذابة كمية تكفى لعملية لحام واحدة فقط فى كمية قليلة من الماء النقى فى حوض من الزجاج او الفخار ثم توضع على منطقة اللحـــام ويلزم أن يسبق ذلك كسر طبقة الاكسيد بواسطة امرار فرشة السلك على منطقة اللحام .

ويجب ازالة آثار البودرة بعد اللحـام بغسلها بالماء تفاديالما تسببه من صدأ أو تآكل للمعـدن اذا تركت على الموصل .

الا أن هذه الطرق تستلزم دقة ومهـارة من العامل غـــير عادية لا يمكن ضمان استمرارها على مستوى يضمن سلامة جميـــع اللحامات . وبعـد المحاولات عدة أمكن استخدام فلكس خاص وسبائك لحام جديدة كان من آثارها أن أصبحت عمليـات اللحام لموصلات الألومنيوم اكثر يسرا وسـهولة ولا تكاد تختلف عن المألوف في لحام موصـلات النحاس .

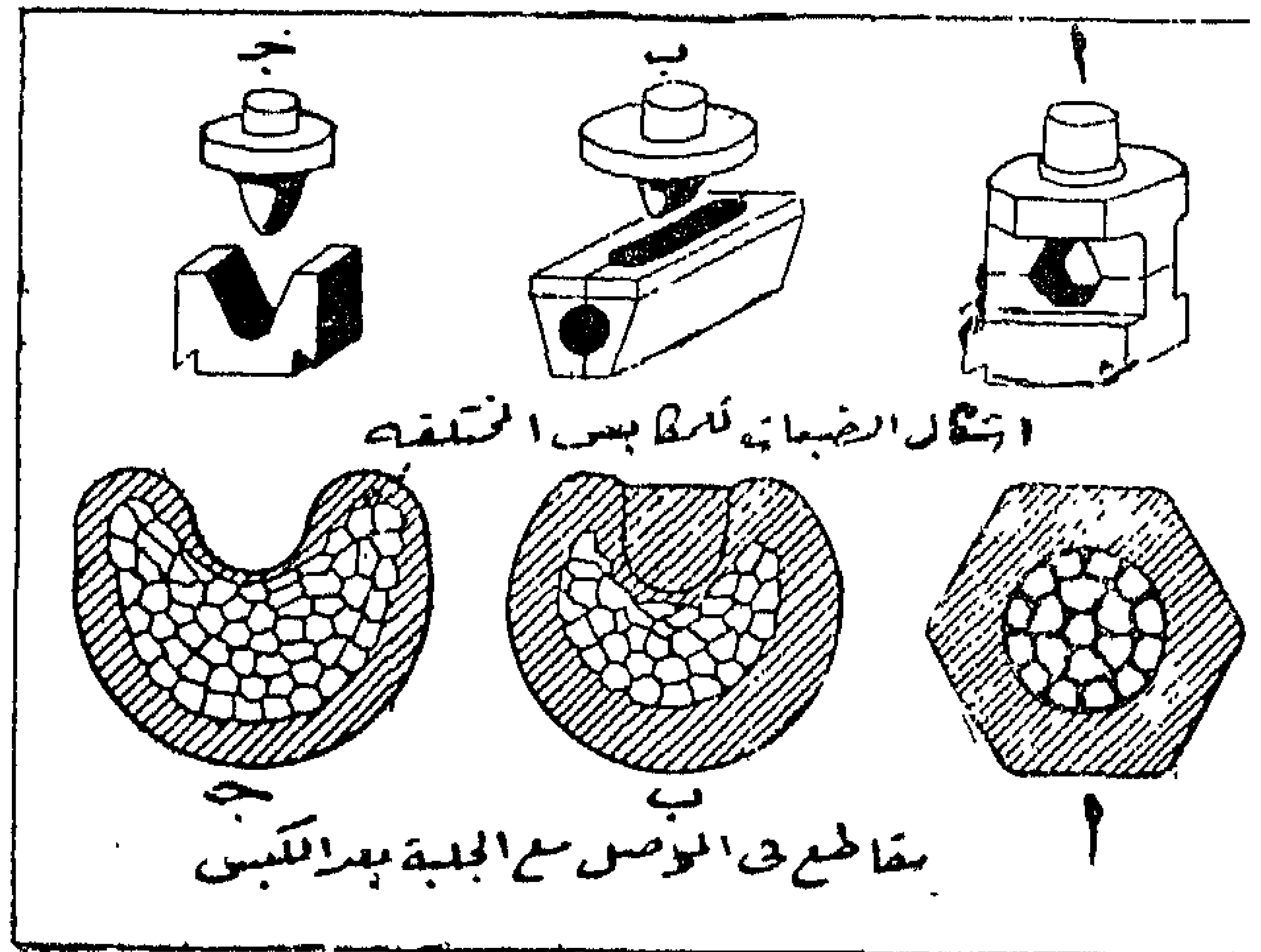
ثانيا ـ التوصيل الميكانيكى على البارد :

بدأ استخدام التوصيل الميـكانيكى على نطاق واســع فى توصيل الموصـلات الالومنيوم العـادية المستخدمة في الشبكات الكهربائية وأمام صعوبات اللحـام التى سبقت الاشـــارة اليها فى الكابلات الالومنيوم المعزولة اتجهت الانظار الى امكان استخدام نفس اسلوب التوصيل الميـكانيكى بآلات الكبس والتشكيل بعد تغيير ملائم يتناسب طريقتـــه مع أنواع الكابلات الأرضية وأماكن استخدامها .

وقد أجريت تجارب عديدة وأبحـاث مختلفة اثبتت كفاءة وسلامة عمليات التوصيل الميـكانيكى الى جانب عـدم الحـاجة الى استخـــدام أيا من مساعدات اللحام أو سبائكه .

وتتلخص عملية التوصل الميكانيكى باستخدام جلبة من الألومنيوم ذات ثقب داخلى مساوى لقطر الموصل الالومنيوم وقطرها الخارجى حوالى ٥ر١ـ٢ مرة القطر الداخلى وذات طـول مناسب وبادخال طرفى الموصلين المطلوب لحـامها فى طرفى الجلبـــة (شكل ٢) .

وبتأثير قوة ضاغطة بقدر مناسب تندمج الجلبة فى الموصل يتم هذا الاندماج فى منطقة أو أكثر على طول الجلبة ويتم التداخل بين الجلبـــة والموصل بحيث يصبحان كتلة واحدة وفى خلال هذا الاندماج تنكسر وتتفتت طبقة الأكسيد الموجودة فى الموصل وتصبح غير ذات موضوع .



شكل (٢) ـ الجزء الأعلى للضـــبة المستخدمة فى المكبس .

يوضح الشكل رقم ٢ الجـــزء الأعلى الضبعة المستخدمة فى المكبس وهو على شكل سداسى وبعد انتهاء الكبس يصبـح الشكل الخـــارجى للوصلة وبداخلها الموصل على شكل سداسى وقد تضاعفت مكونات الكابل المجـــدول واصبحت تقريبا كقطعة

واحدة مع الجلبة كما هو موضح فى الجزء الأسفل من الشكل .

وفى شكل رقم ٢ تستخدم ضبعة على شكل سنة تضغط على جزء من الوصلة وداخلها الموصل بحيث تكون « نقره » داخلها وفى هذا الجزء يتم تضاغط مكونات الكابل المجدول .. الخ .

وفى شكل ٢ تستخدم ضبعة شبيهة بالضبعة السابقة وهذه تستخدم عادة فى الكابلات النحاس ولو انها تحتاج الى قوة ضغط اكبر من المستخدم فى الكابلات الالومنيوم .

ويلاحظ اننا لو اخذنا مقطع فى الجلبة عند المنطقة المضغوط عليها لوجدنا أنها أصبحت كتلة صماء من المعدن لا فراغات فيها كما هو واضح فى الشكل .

ويطلق على هذه العملية « عملية اللحام على البارد » ولا خوف فى هذه العملية من زيادة مقاومة التوصيل للموصل حيث انهما لم يتم لحامهما معا عند الفاصل حيث أنه روعى ان يكون مقطع الوصلة ذاتها « اى الفرق بين القطر الخارجى والداخلى » اكبر من مقطع الموصل ذاته .

اجهزة المكابس المتوافرة

سبق القول ان عددا من الدول قد قامت باستخدام معدات الضغط لتوصيل كابلات الألومنيوم وتنوعت استخداماتها طبقا لمقاسات الاسلاك والموصلات التى تصلح لها ..

ويوضح الجدول رقم (١) بعض المعلومات من عدد من اجهزة المكابس المتوفرة حاليا فى الاسواق المحلية والمستخدمة فى توصيل الاسلاك والكابلات قامت الشركة بتجهيزها لتغطى مجموعة من المقاسات التى تبدأ من ١ — ٣٠٠ مم ٢ .

ولا تكاد تختلف اى من هذه المكابس فى طريقة الاعداد للتشغيل الا فى بعض التفاصيل الدقيقة سوف نتعرض لها عند شرح طريقة استخدام كل منها .

١ — بنسة سيمل الصغيرة :

تشبه هذه البنسة الى حد كبير القصافة وتتكون من ذراعين على هيئة بنسة يحوى احدهما فى الجزء الاعلى منه فتحات على هيئة نصف دائرة باقطار — ٣ر١ ، ٣ر٢ ، ٨ر٣ مم — لاحتواء الجلبة داخلها يقابلها بروز يتوسط نصل القطر فى الذراع الاخر لاحداث تضاعف على الجلبة أو النهاية عند وضع السلك بها (شكل ٣ أ) .

تستخدم هذه البنسة فى توصيل الاسلاك المصمته أو المجدولة من مقاسات تبدأ من ٧٥ر. مم حتى ٦ مم ٢ .

٢ — بنسة سيمل المتوسطة :

تشبه هذه البنسة الى حد كبير (الزرادية) وتنشأ الحركة الضاغطة من مفصل ميكانيكى وفى

جدول رقم (١) بيان استخدامات مكابس التوصيل المتوافرة

اسم المكبس	المصانع	المقاسات التى تصلح لحامها	الاستخدام
بنسة صغيرة	سيمل — فرنسا	٧٥ر. — ٦	اسلاك التوصيل بدوائر انارة المنازل
بنسة متوسطة	سيمل — فرنسا	٤ — ١٠	اسلاك التوصيل بدوائر انارة المنازل
بنسة كبيرة	سيمل — فرنسا	٦ — ٦٠	اسلاك وموصلات دوائر التغذية المتوسطة والرئيسية « كابلات انارة الشوارع »
مكبس هيدروليكى	سيمل — فرنسا	١٦ — ٢٤٠	جميع الاسلاك والكابلات
بنسة متوسطة	الكان — كندا	١٠ — ٣٥	موصلات وكابلات دوائر التغذية المتوسطة والرئيسية « كابلات انارة الشوارع »
مكبس هيدروليكى	الكان — كندا	١٦ — ٣٠٠	جميع الاسلاك والكابلات
مكبس بولندى ١	بولندا	١٦ — ١٢٠	جميع الاسلاك والكابلات
مكبس بولندى ٢	بولندا	١٢٠ — ٢٤٠	جميع الاسلاك والكابلات

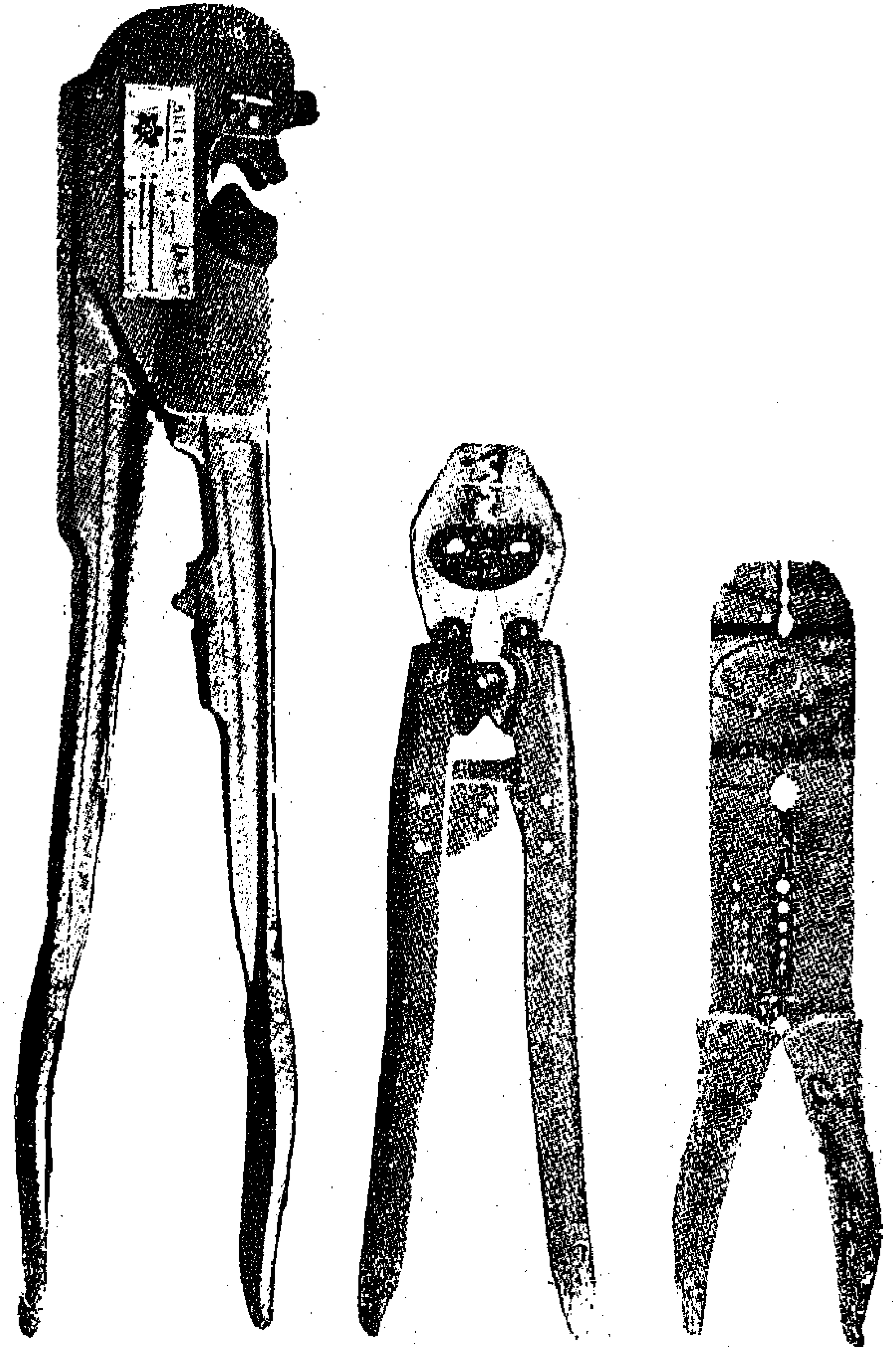
الجزء الاعلى من البنسة ثلاث فتحات باقطار مناسبة للمقاسات ١٠،٦،٤ مم ٢ (شكل رقم ٦ ب).

٣ ـ بنسة سيمل الكبيرة :

وهذه البنسة على شكل المفتاح الفرنسى وتستخدم هذه البنسة فى توصيل موصلات ذات مقاطع تبدأ من ٦ مم ٢ ـ حتى ٦٠ مم ٢ بواسطة الضغط الميكانيكى بتحريك ذراعى البنسة حتى ينطبقا معا لاحداث تضاغط يدفع الجزء الأسفل من فك البنسة لملاقات الجزء العلوى منها (شكل ٣ ج)

ولا تكاد تختلف هذه البنسة عن البنسات الأخرى الا فى طريقة ضغط الجزء الأسفل من البنسة الملائمة المقطع المطلوب ضغطه . وبينما توجد على الجزء العلوى من البنسة الصغيرة فتحات متعددة تلائم كل منها مقطعا واحدا من مقاطع الكابلات الا أنه فى هذه البنسة يوجد قرص مدرج عليه المقاسات المختلفة التى يمكن أن تضغطها هذه البنسة .

ويدار القرص لاختيار المقطع المطلوب وذلك لتحديد عمق السن الضاغط على الموصل والجلبة عند اجراء عملية التوصيل .



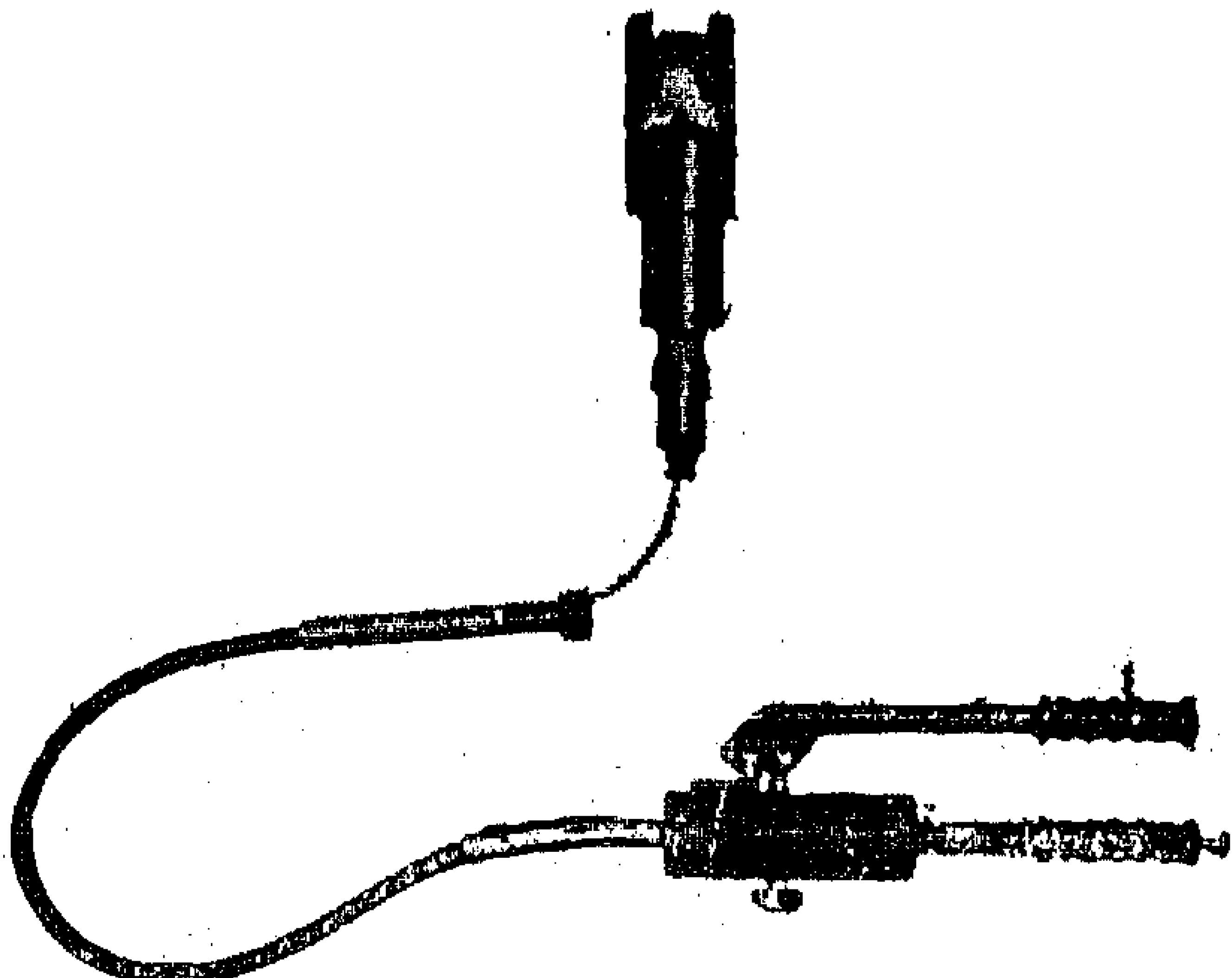
شكل رقم (٣) أنواع البنسات سيمل

٤ ـ مكبس هيدروليكى (سيمل) :

ويختلف هذا المكبس عن الانواع السابقة التى تعمل بضغط اليد حيث جهز المكبس بطلمبة هيدروليكية الضغط بتحريك ذراع المكبس وتصل قدرة المكبس بهذه الطريقة الى ١٠ طن تقريبا ولهذا يمكن استخدام هذا المكبس فى ضغط جميع الموصلات الالومنيوم من مقاس ١٦م٢ حتى ٢٤٠م٢

ويتكون المكبس من راس مجهز بوسيلة مناسبة لتثبيت الجزء العلوى من ضبعة الضغط بينما يركب الجزء السفلى للضبعة على الجزء المتحرك من المكبس الذى يندفع بتأثير الضغط الهيدروليكى عند تحريك ذراعى المكبس ويعمل الذراع الثابت منهما كخزان الزيت يتصل به بواسطة ماسورة مرنة راس المكبس بينما يمثل الذراع المتحرك يد رافعة تؤدى الى رفع الجزء الأسفل من الرأس عند استمرار تحريكها نحو الذراع الثابت .

ولكل مقاس من المواصلات مجموعة من الضبعات يلزم وضعها فى مكانها من الرأس سواء فى الجزء الثابت او المتحرك او حول جلبة التوصيل كما سيأتى فى شرح استخدام المكبس .



شكل رقم (٤) مكبس هيدروليكى سيمل

٥ ـ بنسة متوسطة الكان :

تشبه هذه البنسة الى حد كبير المقص الخاص بالحدادين وتنشأ حركتها الضاغطة عن مفصل ميكانيكى منعكس يؤدى الى زيادة التضاغط على الفك العلوى بالبنسة (شكل ٥) ويحتوى الفك العلوى على ثلاث فتحات سداسية الشكل يميز كل منها طول الوتر الأقصر فيه كدلالة على ملائمة

فتحة الرأس لمقاس معين لاحد الموصلات على النحو المبين فى الجدول رقم (٢) .

جدول رقم (٢)

مكان الفتحة	مساحة المقطع الذى يمكن ضغطه م٢
العليا	١٠ ـ ١٦
الوسطى	٢٠ ـ ٣٥
السفلى	٣٥

٦ ـ مكبس هيدروليكى الكان :

يستخدم هذا المكبس مع ضبعات من الصلب بمقاسات مناسبة للكابلات المطلوبة وصلها ابتداء من ١٦ حتى ٣٠٠ م٢

ويتكون المكبس (شكل رقم ٦) من ذراعين يعمل الثابت منهما كخزان لازيت متصل بالفك الاسفل المتحرك بين الرأس بينما الفك العلوى منها ثابت ويقوم الذراع المتحرك بالعمل كرافعة يؤدى تحريكها نحو الذراع الثابت الى أحداث قوة دافعة بواسطة خزان الزيت تدفع الفك الاسفل من الراس المتحرك نحو الجزء العلوى منها ويقومان معا باحداث قدر من التضاغط على الجزء الموضوع بينهما .

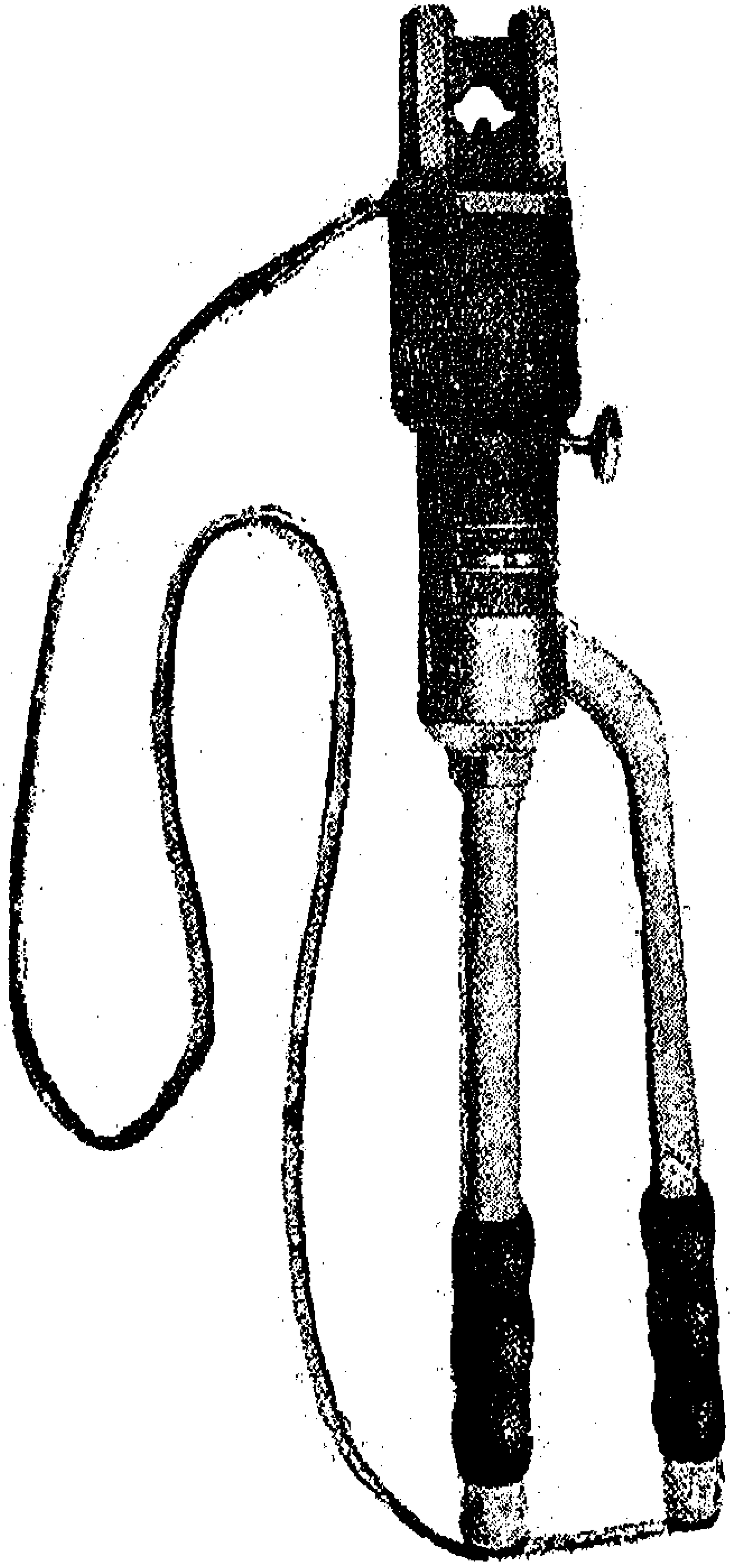
ويستخدم مع هذا المكبس ضبعات من الصلب ذات نصفين متماثلين يوضع احداهما فى الفك العلوى ويوضع النصف الاخر فى الفك الأسفل . . ويستخدم لكل مقاس أحد هذه الضبعات وتوضع الجلبة أو النهاية وبها الموصل بينهما .

وينتهى الذراع الثابت من المكبس بيد يمكن بها دفع الفك الاسفل من الرأس المتحرك نحو الفك الثابت دون استخدام الذراع المتحرك وذلك لامكان امساك الجلبة بالموصل قبل بدء عملية الضغط كما انه يقلل عدد تحركات الذراع المتحرك . (بنسبة الكان) .

٧ ـ مكبس هيدروليكى بولندى (١) :

لا يكاد يختلف هذا النوع من المكابس عن أى نوع من المكابس الهيدروليكية التى سبق الكلام عنها اذ يتكون المكبس من رأس تركب به الضبعات الملائمة لمقطع الكابل المستخدم .

وجسم المكبس هو فى نفس الوقت خزان الزيت الضغط وعليه صمام تسريب زيت الضغط عند انتهاء دورة التشغيل وينتهى هذا الخزان بزراع ثابت .. بينما يقوم الذراع الاخر بالعمل كرافعة لتشغيل مضخة الضغط لتدفع الجزء الأسفل من النحاس لتقابل جزء الضبعة الاخرى المثبت فى الفك العلوى من الراس ويقومان باحداث الضغط اللازم تحت تأثير استمرار تشغيل الذراع المتحرك نحو الذراع الثابت حتى ينطبق جزءى الضبعة بما يؤكد اتمام عملية الضغط وبفك صمام التسريب ليعود الفك الاسفل مكانه ليمكن اعداد المكبس لعمل جديد .



شكل رقم (٥) مكبس هيدروليكى بولندى

ويستخدم هذا المكبس لتوصيل كابلات ذات مقاطع من ١٦ ـ ١٢ م٢ من كلا معدنى النحاس والألومنيوم سواء الكابلات المستديرة والمقطعية المجدولة منها أو المصمتة .

ولكل مكبس مجموعة من الضبعات تغطى كل اغراض استخدامات المكبس .

٨ ـ مكبس هيدروليكي بولندي (٢) :

لا يختلف هذا النوع من المكابس مما سبق الاشارة اليه فى المكبس رقم ١ من حيث الاستخدام أو التصميم .

أما الاختلاف الأساسى فينحصر فى مجال استخدام المكبس رقم ٢ حيث يمكن استخدامه فى المقاسات من ١٢٠ حتى ٢٤٠ مم ٢ .

وبتوفير هذه الكباسات أصبحت عملية لحام الكابلات الألومنيوم بسيطة وسهلة ولا تحتاج الى اى مهارة فنية .

***



شكل رقم (٦) وصلات اللحام الطولية

١ ـ وصلات اللحام الطولية :

فى المعتاد عند لحام الموصلات النحاس تستخدم وصلة توصيل يطلق عليها اسم (سرفيل) وهى عبارة عن ماسورة من النحاس يتم ادخال طرفى الموصلين النحاس فيها ويتم الضغط على الموصل بواسطة مسامير قلاووظ للتثبيت يتم لحامها فى الموصل بواسطة القصدير العادى .

وفى لحام الكابلات الألونيوم تستعمل وصلات متشابهة من معدن الألونيوم النقى وقطر هذه الوصلة من الداخل هو قطر الموصل المطلوب لحامه ويبين الجدول رقم (٢) المقاسات المختلفة لهذه الوصلات ويلاحظ ان هناك بعض فروقات فى القطر الخارجى تبعا لنوع المكبس المستخدم كما ان بعض المقاسات اقطارها الخارجية متساوية وذلك لتقليل عدد الضبعات المستخدمة مع المكبس .

وبعض هذه الوصلات ذات نطاق ضيق فى وسطها حتى يمكن ضمان دخول الموصل من كل ناحية الى منتصف الوصلة وبذلك نضمن تساوى الجزء الداخل من الموصل فى الوصلة من الجهتين وفى حالة عدم تواجد هذه الخنقة فى الوصلة يمكن وضع الموصلين امام بعضهما ثم وضع الوصلة من الخارج بحيث تكون بالتقريب على مسافتين متساويتين من الموصلين ويتم عمل علامة تعلم بقلم رصاص على الموصل لتحديد الطول الواجب ادخاله فى الوصلة بحيث يصل الى نصفها .

وصلات النهاية :

وصلات النهاية المستخدمة مع الوصلات الألومنيوم لا تختلف فى الشكل والاستخدام عن مثيلاتها المستخدمة مع الوصلات النحاس .

سوى زيادة الجزء الذى يدخل فيه الموصل لامكان ضغطه على مسافة مناسبة تسمح بتحمل التيار المنقول عند اجراء عملية الضغط

ويمكن لحام الوصلات النهائية النحاس مع الوصلات الألونيوم باستخدام طريقة اللحام بالفلكس أو ببودرة اللحام اما اذا اريد تنفيذ عملية الحام على البارد فيلزم استخدام الوصلات الألومنيوم .

ويلاحظ عند تثبيت الوصلات الألومنيوم فى قضبان التوزيع دهان أسطح التلامس بمعجون التوصيل .


تحت أمرك شيك على البنك الأهلي المصري
بمبلغ ٥٠٠٠ جنيه صافي

تجربة انتاج محركات الديزل فى المصانع الحربية

للمهندس فاروق محمود شماش

قررت المصانع الحربية أن تدخل بالتصنيع فى مرحلة جديدة تختلف عن مراحل التصنيع السابقة ، وقد كانت الصناعة بكليتها تقوم اساسا على انتاج السلع الاستهلاكية وكانت المصانع المختلفة تقوم بشراء رخصة كاملة التصنيع لمنتج سبق انتاجه فى السوق العالمى ويناسب فى مواصفاته احتياجات سوقنا المحلى .

ولقد كانت التجربة التى خاضتها المصانع الحربية تجربة ثلاثية :

١ - اختيار سلع انتاجية بدلا من السلع الاستهلاكية كمرحلة جديدة فى التصنيع الثقيل .

٢ - محاولة ايجاد الخبرة المصرية القادرة على المساهمة فى وضع رخصة تصنيع هذا المنتج وأى منتج آخر جديد .

٣ - أن يصمم هذا المنتج خصيصا لنا بمعنى أن يكون مناسبا سواء للاستعمال المحلى أو للانتاج بالوسائل والخبرة المتوفرة لدينا .

وقد أرادت المصانع الحربية أن تكون محركات الديزل هى موضوع هذه التجربة حيث انها القاعدة الثابتة لصناعة ثقيلة قوية . والمحركات عموما بالاضافة الى أهميتها كسلع تحتاجها الدولة فى مختلف الاستعمالات فهى محرك لصناعة قوية حيث انها تستلزم قيام صناعات جانبية وصناعات صغيرة الى جوارها وخلق جو صناعى متكامل متكاتف .

وقد اختارت المصانع الحربية لمحركاتها المواصفات التى رأت انها تناسب الاستعمالات الحالية والمستقبلة وقد حددت المواصفات حسب ماتم الاتفاق عليه مع مكتب الخبرة الاجنبية كما يلى :

وتنقسم المحركات التى تم الاتفاق على انتاجها الى مجموعتين تشترك فى اغلب اجزائها لسهولة الاستبدال : انظر اشكال (١) ، (٢) ، (٣) .

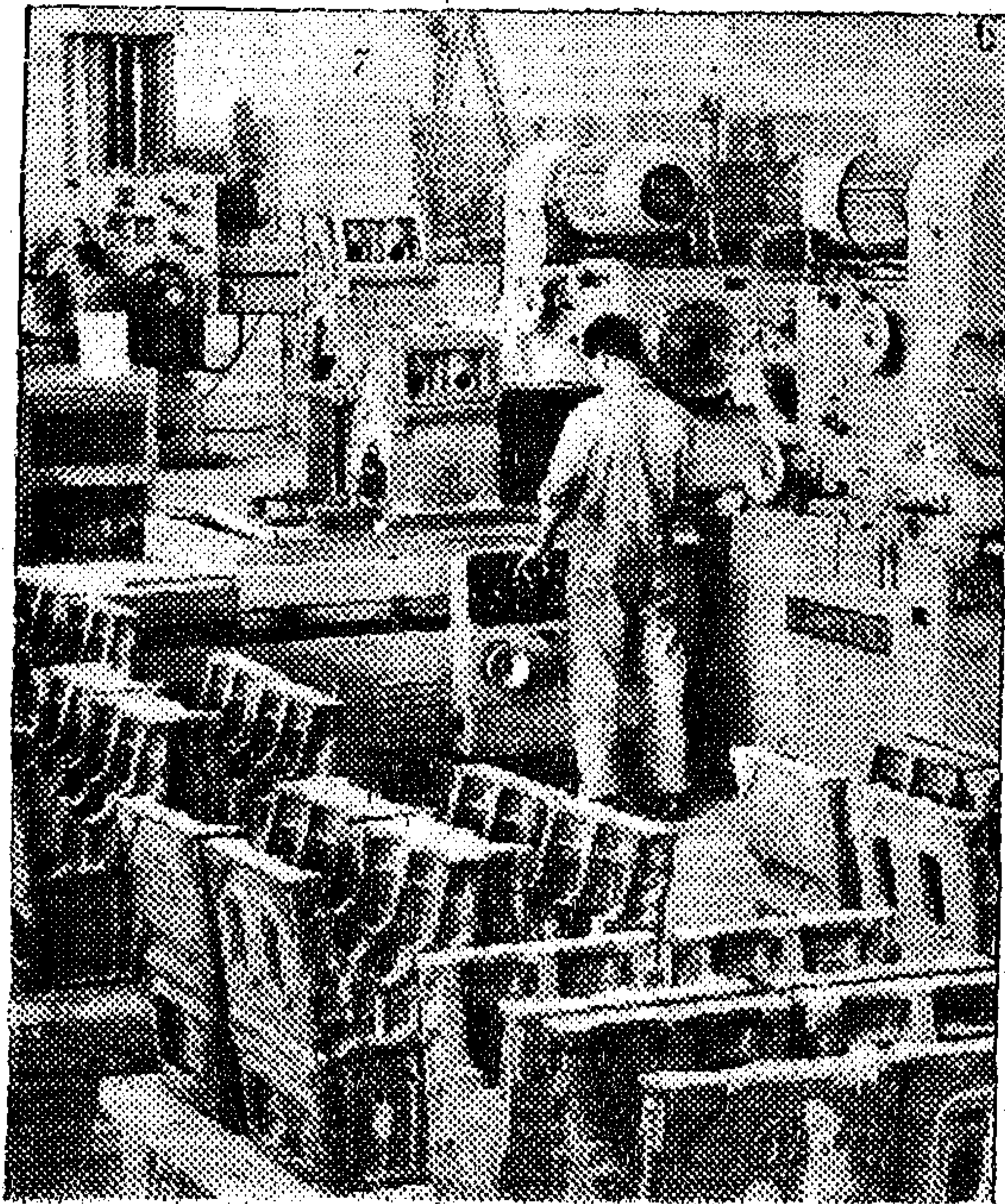
المجموعة الأولى :

محركات قطر الاسطوانة/طول المشوار ١٢٥/١٤٠ ملليمتر .

ويبين جدول (١) المواصفات الفنية لهذه المحركات .

وتتميز ببساطتها ومتانتها وقلة احتياجها للصيانة والمراقبة لذا فهى أنسب ما تكون لتطبيقات العمل المستمر مثال ذلك :

وحدات للتوليد الكهربائى ومحركات لماكينات تكسير الأحجار وخلاطات الخرسانة ومضارب ، كذا تستعمل كضاغط للهواء وفى معدات اصلاح ورصف الطرق والجرارات والدبابات الخفيفة كما يمكن استعمال هذه المجموعة فى المحركات البحرية كمراكب الصيد والزوارق ووحدات رفع المياه والاستعمالات الزراعية الأخرى .



عمليات خراطة لجسم موتور الديزل

جدول (١) المواصفات الفنية
للمحركات قطر الاسطوانة/ طول المشوار
١٤٠/١٢٥

طراز المحرك	تبريد مائى ــ رباعى الأشواط			
عدد الاسطوانات	٢	٣	٤	٦
سعة المحرك سم٣	٣٤٤٠	٥١٦٠	٦٨٨٠	١٠٣٢٠
السرعة القصوى لفة/دقيقة	١٨٠٠	١٨٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠
أعلى قدرة عند السرعة القصوى حصان	٤١	٦٢	١٠٠	١٢٠
الطول مليمتر	٧٣٨	٩٠٧	١٠٩٥	١٤٤٠
العرض «	٦٩٠	٦٩٠	٧٦٥	٧٦٥
الارتفاع «	١٣٠٠	١٣١٥	١٣٣٠	١٣٤٠

المجموعة الثانية :

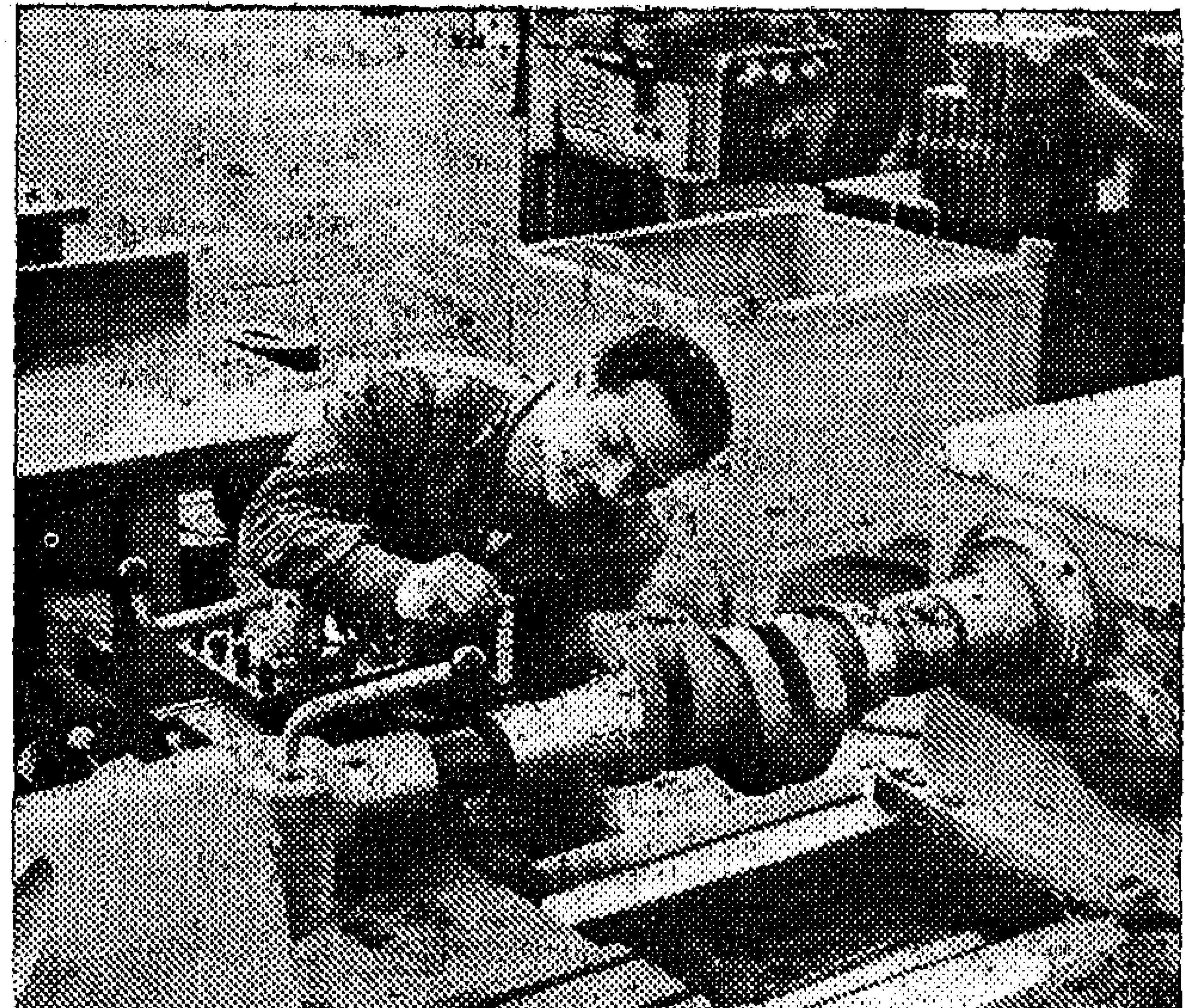
١- محركات قطر الاسطوانة/ طول المشوار ١١٢/١١٥ ملليمتر .

ويبين جدول (٢) المواصفات الفنية لهذه المحركات .

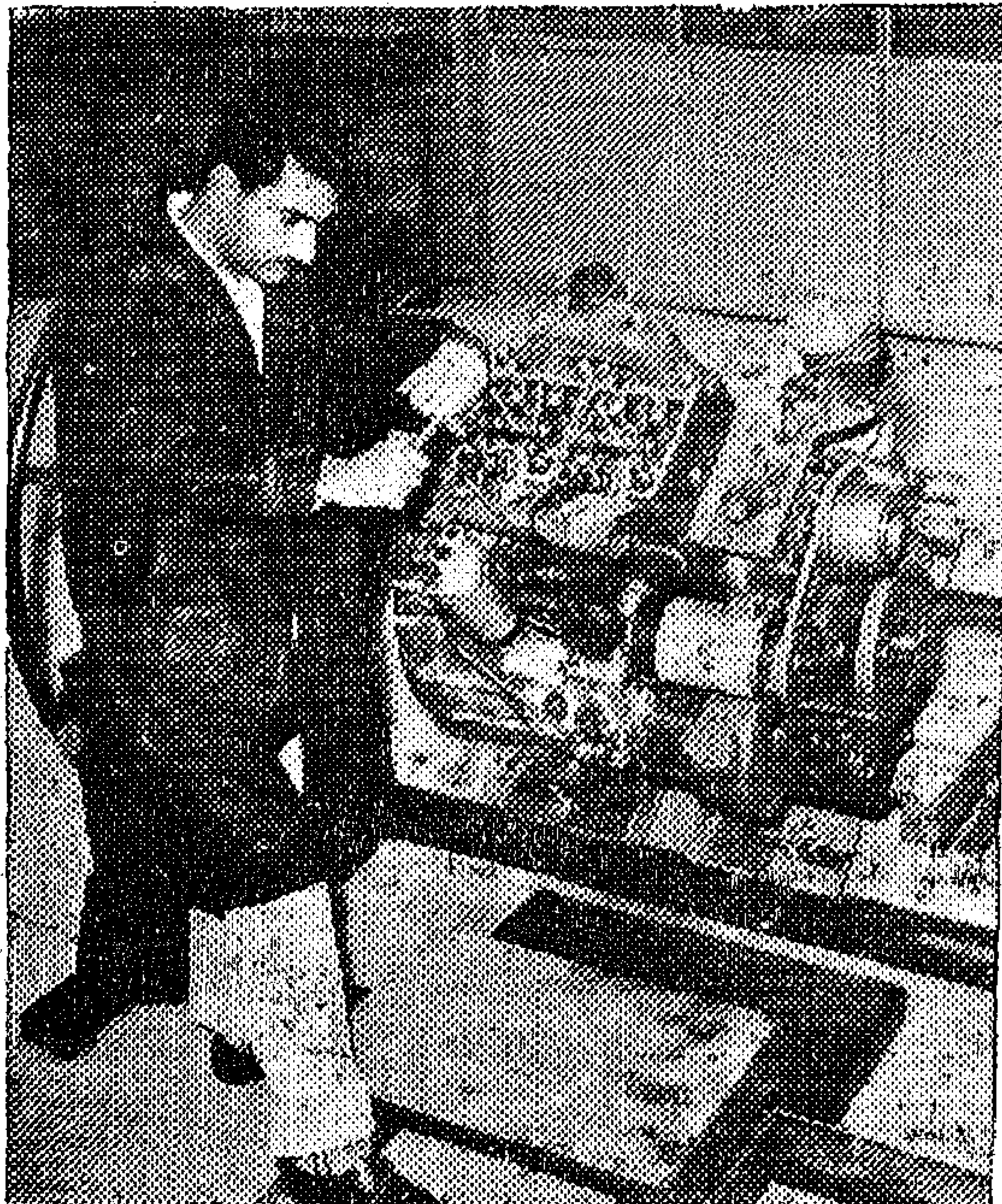
أخف وزنا وأعلى سرعة وتشغل حيزا أصغر تناسب الاستعمالات التالية :

بديل لمحركات البترول فى اللوريات .

وحدات توليد كهربائى ، محركات للمعدات الزراعية والمعدات الخاصة بالبناء كخلاطات الخرسانة وكذلك للروافع الميكانيكية الثابتة والمتحركة ووحدات رفع المياه والجرارات متوسطة الحجم . كما يمكن استعمالها فى التطبيقات البحرية كمراكب الصيد والزوارق .



عملية خراطة دقيقة لعمود الكرنك



عمليات تجميع أجزاء الموتور

جدول (٢) المواصفات الفنية المحركات قطر الاسطوانة / طول المشوار ١١٥/١١٢ ملليمتر

طراز المحرك	تبريد مائى ــ رباعى الأشواط			
عدد الاسطوانات	١	٢	٤	٦
سعة المحرك سم٣	١١٣٣	٢٢٦٦	٤٥٣٢	٦٧٩٨
السرعة القصوى لفة/دقيقة	١٨٠٠	١٨٠٠	٢٨٠٠	٢٨٠٠
أعلى قدرة عند السرعة القصوى حصان	١٣	٢٦	٨٢	١٢٠
الطول ملليمتر	٥٧٧	٧٣٣	١٠٢٩	١٣٣٩
العرض «	٦٢٠	٦٢٠	٦٨٠	٦٨٠
الارتفاع «	١٠٢٤	١٠٢٤	١٠٨٧	١٠٩٥

وقد اختارت المصانع لانتاجها لهذه المحركات طريقا خاصا فهناك الطريق الشائع والذى درجت الصناعة على اللجوء اليه حتى الآن وهو الطريق السهل الذى على أساسه يتم اختيار منتج يتناسب مع المواصفات السابقة أو قريب منها سبق انتاجه وله اسم تجارى معروف ويتم شراء رخصة تصنيع كاملة له ، وعادة تتضمن رخصة التصنيع الآتى :

أولا ــ مستندات فنية :

وهى التى تخص المنتج ذاته بتفصيلاته ومواصفاته وتحتوى على :

(أ) رسومات كاملة مجملة ومفصلة للمنتج وأجزائه المطلوب تصنيعها متضمنة مواصفات الخامات والدقة المطلوبة والمعاملات الحرارية اذا لزم الأمر .

(ب) وضع مواصفات كاملة ورسومات للأجزاء التى يتم شراؤها كأجزاء تامة الصنع لتدخل ضمن مكونات المنتج النهائى .

(جـ) وضع كشوفات الأجزاء التى تضم الأجزاء المذكورة سابقا بالاضافة الى الأجزاء النمطية التى يلزم استخدامها .

(د) وضع مواصفات المنتج النهائى وطرق اختياره للتحقق من هذه المواصفات .

ثانيا ــ مستندات انتاجية :

وهى التى تخص تنفيذ وانتاج هذا المنتج وتجميعها ليعطى فى النهاية المواصفات المطلوبة وتحتوى على :

(أ) تحديد انواع وطاقات مهمات الانتاج وآلات الورش اللازمة حسب كمية الانتاج المطلوبة.

(ب) توقيع هذه المهمات والآلات لتحديد المساحة المطلوبة وشكل المبنى اللازم .

(جـ) عمل رسم توقيعى للورشة مفصلا عليه ترتيب الآلات والمهمات لتناسب الانتاج وخطواته وكذا الملحقات اللازمة للمبنى كالادارة والمخازن ومحطات التحويل الكهربائى وخلافه .

(د) عمل خطة التشغيل وخطواته اللازمة لكل جزء ويتضمن هذا ايضا وضع رسومات الأجزاء المسبوكة أو المطروقة قبل تشغيلها وذلك فى بعض الحالات أو دراسة اقتراحات مصانع المسبوكات والمطروقات فى هذا الصدد واعتمادها .

(هـ) تصميم العدد اللازمة حسب خطوات التشغيل وهى الشاقات ــ المثبتات الاسطمبات ــ العدد الخاصة ــ ضبعات القياس .

(و) خطوات خاصة بالتفتيش على الأجزاء المشغلة أو المشتراه لتطابق الرسومات والمواصفات .

وسائل ايجاد الخبرة المصرية القادرة على المساهمة فى وضع رخصة التصنيع لانتاج محركات الديزل :

لقد أرادت المصانع الحربية ان تسلك الطريق الصعب محاولة ايجاد الخبرة المصرية القادرة على المساهمة فى وضع رخصة التصنيع فاتخذت الخطوات التالية :

١ ــ شراء تصميم منتج (محركات ديزل) يتناسب والمواصفات السابقة ولم يسبق انتاجه من قبل على ان يوفى هذا التصميم شرطين اساسيين :

(أ) المواصفات المطلوبة .

(ب) ان يتناسب هذا التصميم وظروف الانتاج ومستوى الخبرة المتوفر محليا فى مجالات السبك والتشغيل وذلك بالبعد عن التعقيدات فى الأشكال

والتصميمات مع مراعاة شروط خاصة في شكل مجارى المياه وتصميمها وتخانة الجدران للاجزاء المسبوكة مما يتناسب مع الامكانيات المتوفرة محليا .

٢ ـ اشتراك بعض المهندسين المصريين مع مكتب الخبرة الذى وقع عليه الاختيار فى تصميم هذه المحركات ليقوم بالعمل فى هذا المجال تحت اشراف خبرائه .

٣ ـ نقل التصميمات التامة الى المصنع ليقوم المهندسون والفنيون المصريون تحت اشراف الخبراء الأجانب والى جانبهم فيما بعد فى وضع كل المستندات الأنتاجية المطلوبة لهذا المشروع .

٤ ـ قيام المهندسين المصريين والفنيين بعمل الاختبارات اللازمة على المنتج وفتح مجالات تطوير المحرك بصفة مستمرة .

٥ ـ انتاج الشاقات والعدد الخاصة المطلوبة محليا بطريقة كاملة لمنتج كامل وليس لجزء واحد او عدة أجزاء وذلك باستغلال الطاقات المتوفرة محليا فى المصانع الأخرى .

المميزات التى عادت من هذا المشروع :

١ ـ خلق الخبرة المصرية فى مجال المشاركة فى التصميمات ووضع المستندات الفنية والانتاجية الكاملة ، فقد كان هذا المشروع بمثابة المدرسة الفنية لنقل الخبرة الأجنبية الى المهندسين والفنيين المصريين بطريقة عملية وسريعة ولعدد كبير منهم .

٢ ـ من هذه الخبرة اصبح ممكنا استغلال الطاقات المعطلة والموجودة حاليا أو الطاقات الفائضة فى المشروعات الصناعية المختلفة السابق التعاقد عليها وذلك بانتاج اى منتج جديد دون الحاجة الى شراء مستندات انتاجية لهذا المنتج .

٣ ـ هذه الخبرة الجديدة هى اقدر من غيرها على وضع المستندات الانتاجية التى تتلاءم وظروف التشغيل ومستوى الخبرة المتوفر حاليا كما يمكنها بعد ذلك الارتقاء بوسائل التشغيل والانتاج تمشيا مع ارتقاء الخبرة .

٤ ـ أمكن لشراء تصميم المحركات بمواصفات عامة (لم تنتج من قبل) أن تقوم أجهزة المشتريات والتموين بالمصنع بفتح مجالات الاستيراد للاجزاء المشتراه وعدم الارتباط بجهة معينة او مورد معين لشراء الأجزاء تامة الصنع وقد ظهرت هذه الميزة جلية فى كسر الاحتكار الغربى فى هذا المجال .

٥ ـ أمكن للمسابك المحلية نتيجة للتصميمات المبسطة ان تقوم بدورها فى توريد احتياجات هذه الصناعة من المسبوكات بالكامل مما أوجد خبرة جديدة وحساسية خاصة للقائمين على هذه الصناعة سوف تسمح مع الوقت بسبك اجزاء اكثر دقة واكثر تعقيدا .

٦ ـ أمكن استغلال بعض الطاقات المحلية فى تنفيذ العدد والشاقات .

٧ ـ أمكن للخبراء الاجانب الذين ساهموا فى هذا العمل ومعهم المهندسين والفنيين المصريين الاحساس بمستوى الخبرة ومستوى فهم العامل المصرى فى هذه المرحلة من التصنيع فروعى ذلك عند وضع المستندات الانتاجية ويتضح ذلك فى اختيار آلات الورش ومهمات الانتاج وفى وضع خطوات التشغيل وكروت المتابعة والتخطيط وأخيرا فى وضع وتقدير أوقات التشغيل .

٨ ـ كان من الممكن بهذه الطريقة ادخال القطاع الخاص والورش الصغيرة للمساهمة فى تنفيذ بعض الأجزاء البسيطة كأشغال الصاج وخلافه وقد كان من احتكاك القائمين على هذه الأعمال مع الفنيين بالمصنع أن برزت خبرة جديدة فى السوق المحلى وفى القطاع الخاص تسمح بتنفيذ الأجزاء من الرسومات والشعور بالأبعاد وبالدقة حسب أهميتها بعد أن اعتادوا على التنفيذ على العينة وهذا مجال آخر من الخبرة ولو انه مازال فى مراحله الأولى .

٩ ـ كسرت هذه الطريقة رهبة التصميم التى كانت ومازالت موجودة عند المهندسين المصريين فاصبح من الممكن ادخال التعديلات فى هذه التصميمات بما يتلاءم والظروف وعمل التطوير المستمر للمنتج ولأجزائه واستخدام الخامات البديلة وكذا دراسة مواصفات الأجزاء المشتراه المعروضة من جهات متعددة وتقرير الصالح منها وذلك لفهم اسس هذه المواصفات .

١٠ ـ اشتركت الجامعات المصرية ولأول مرة على نطاق واسع فى الأبحاث التطبيقية بالنسبة لتطوير المنتج وحل بعض المشاكل وكذا بالنسبة لدراسة مواصفات الأجزاء البديلة .

١١ـ كان لانتاج محرك لم يسبق انتاجه من قبل وليس له نظير فى السوق العالمى أن برزت الحاجة الملحة للتخطيط المحكم ووجه المصنع مرة واحدة بتنسيق انتاج كل الأجزاء وتخطيط شراء الأجزاء تامة الصنع والنمطية بحيث تتوفر جميعها فى الوقت المناسب عند محطة التجميع .

١٢ـ خلقت صعوبة التسويق لهذا المحرك فريقا من الفنيين المصريين الذين يحاولون فتح مجالات جديدة فى استعمالات هذه المحركات .

العقبات التى واجهت تنفيذ هذا المشروع :

كل هذه المميزات السابق بيانها كان ولا بد أن تواجه ببعض العقبات وان تكون على حساب بعض الصعوبات وتخص بالذكر منها ما يأتى :

١ ـ التكاليف المرتفعة للرخصة بعد انتهائها ووضعها فى الصورة القابلة للتنفيذ مما أصبح معه صعوبة موازنة ميزانية المشروع وخصوصا فى المراحل الأولى للانتاج وحتى يصل المصنع الى طاقته الكاملة .

٢ ـ أخذت الرخصة وقتا غير قصير حتى يخرج المحرك من الرسم الى منتج قابل البيع مما كان له أيضا انعكاس على اقتصاديات المشروع .

٣ ـ وحتى يصل المصنع الى درجة الاحكام فى التخطيط ولعدم وجود مصنع أم لهذا المنتج أن يتحمل بعض التأخيرات كانت على حساب اقتصاديات .

٤ ـ الحاجة الى استخدام خبراء أجانب لمدة طويلة كان له أثره أيضا على اقتصاديات المشروع .

٥ ـ أن التعاقد على انتاج محرك ليس له اسم فى السوق المحلى أو الدولى على السواء واجه المصنع بصعوبة جمة فى فتح أسواق لبيع هذه المحركات .

الأخطاء التى واجهت تنفيذ هذا المشروع :

وحتى يكون العرض أمينا لابد أن نشير الى بعض الأخطاء التى واجهت تنفيذ هذا المشروع :

١ ـ لم يكن هناك تنسيق بين قدرات هذه المحركات وبين قدرات المحركات التى تم فى نفس الوقت أو بعد ذلك التعاقد عليها كرخصة كاملة فى جهات أخرى للقطاع العام ويبين شكل (٤) مقارنة بين القدرات وتداخلها :

٢ ـ كان لابد أيضا من التنسيق بين ماينتج محليا وبين مايتم استيراده من محركات من الدول الأخرى ، فبالرغم من وجود القرارات المنظمة لهذه العمليات الا انه لم يعدم حتى الآن القطاعين العام والخاص على السواء الوسيلة لاستيراد محركات مماثلة للانتاج المحلى .

وأخيرا فانها تجربة هامة ورائدة تحتاج الى الدراسة المتخصصة المتأنية وتحتاج أيضا الى الموازنة باستمرار بين القدرة على التضحية بمبلغ أكبر مقابل توسيع قاعدة الخبراء المصريين فى التصنيع .

والملاحظ انه اذا كانت هذه التجربة قد تحملت العبء الأكبر فان تكرارها فى مشاريع أخرى لا يعنى ذلك بالضرورة بل ان هذه الطبقة من الخبراء سوف تيسر استخدامها فى المشاريع الأخرى فى الجمهورية العربية أو فى الدول الصديقة لصالح المجتمع العربى ولصالح الاستغلال والتنمية الاقتصادية للدول النامية .

قدرات المحركات		
ديزل شبرا	٦ ـ ٢٦ تبريد مائى	(دويتس أفقى)
شركة حلوان لصناعة الديزل	١٣ ـ ١٥٠ تبريد مائى	(رأسى خاص)
شركة النصر	٤١ ـ ٨٢ تبريد مائى	(بركنز)
	١٦ ـ ٢٥٠ تبريد هوائى	(دويتس رأسى)

شكل (٤) مقارنة بين قدرات المحركات وتداخلها

a special floating excavator which should be specially built to cross the hydrotechnical structures on river Nile and which should be expensive, furthermore long delivery time.

The floating deck and assembly can be easily dismantled and all its parts and aggregates can be used afterwards for their initial purposes.

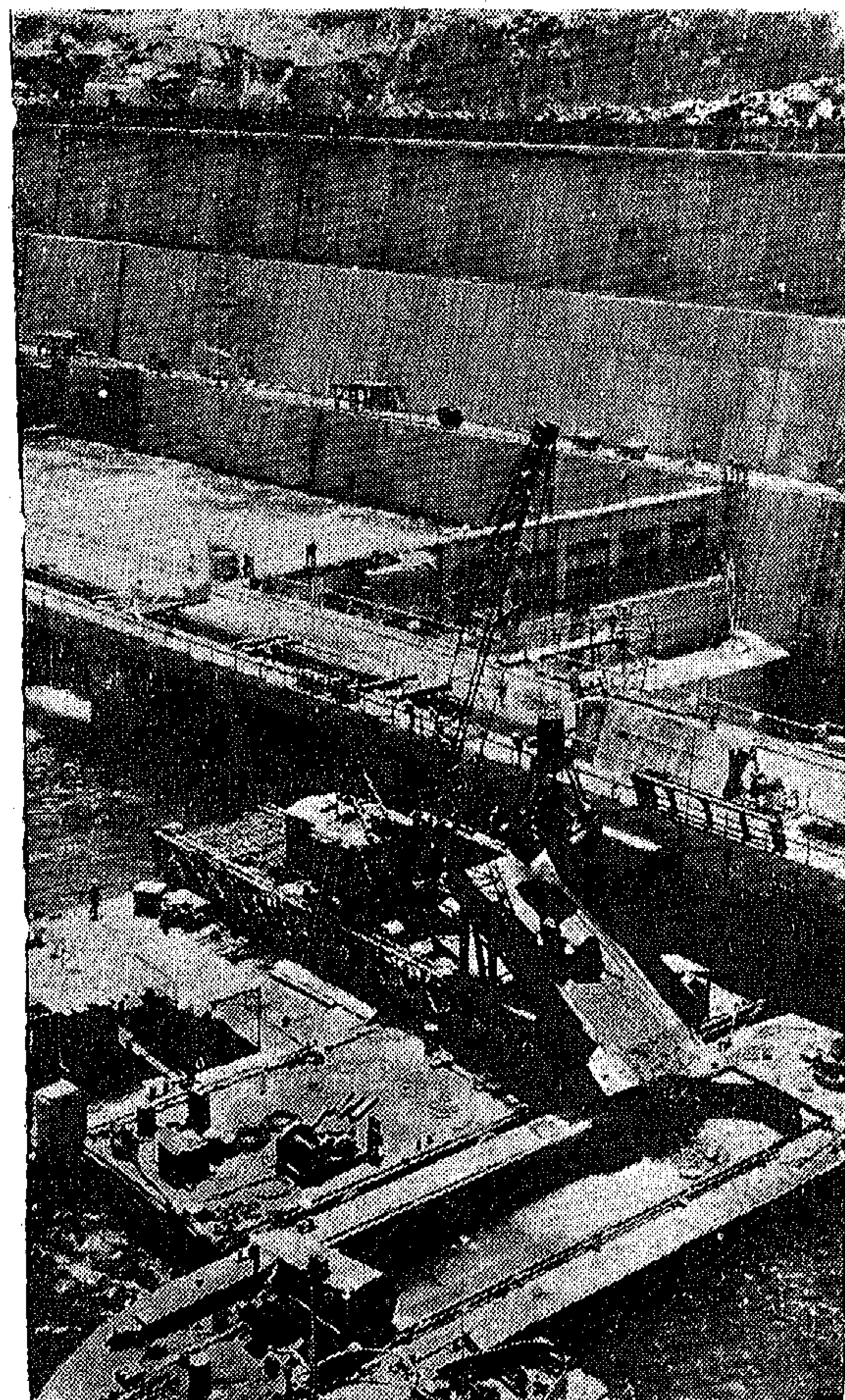


Fig. 6.—*Floating deck assembly with Excavator E 2005 cleaningdownstream and loading barges.*

REFERENCES

1. Bailey Bridge uniflote Handbook : by Edward Aubury.
2. Excavators : by Egurnov G.P.
3. Die Schwimmbagger : Dipl. Ing. Friedmut v. Marnitz.
4. Moving the Earth : by Herbert Z. Nichols.

ACKNOWLEDGMENT

I am indebted and grateful to Mr. Engineer Mohamed Sidky Soliman, Vice Prime Minister and Minister of the High Dam for his kind confirmation, support and encouragement to put this study into excution and for entitling me to design, plan and supervise the construction of the floating grab assembly for cleaning of the downstream canal from deposits starting on April, 15, 1965. On the same occasion I should like to offer my sincere thanks to Engineer Ibrahim Zaki Kinawy, Deputy Director of High Dam Authority for his great deal of help and for confirming tests and acceptance certificates. Valuable assistance has been obtained from Arab Contractors Co. for carrying out excution of mechanical working drawings, and for manufacturing many parts in compliance with planned programmes. Particularly, I acknowledge the collaboration and activity of Engineer Ibrahim Hussein who selected and designed the type of of superstructure used from Bailey Bridge Componants to withstand the overload which was more than classification especially concerning the loading ramp.

ooOoo

8. The bucket should be allowed to fall with OPEN JAWS and to be withdrawn with its contents smoothly specially when near to water surface.
9. Excavator should be fitted with indicator to give visible and audible warning to excavator operator when full load is excceeded and electric load limiter should be working at 12 t. when grab under water.
10. A CERTIFICATE for tests had been worked out including stability tests as follows :
    a) Condition of test.
    b) Duration of test.
    c) Results and observations of test.

Check of Strength of Bridge and Superstructure and Acceptance should include the following :

1. Way of erecting the excavator on pontoons by a special built up ramp and to minimize effect of impact specially when excavator at falcrum pts.
2. Effect of dynamic load according to excavator (90 t.) on bridge for foundation and bridge componants.
3. Effect of load distribution on deck and keel.
4. Rigidity of foundation and superstructure.
5. Stability after dismantling the ramp.

Periodical Tests :

1. Wire ropes should be checked at every shift.
2. Action of end switch to stop excavator platform rotation if more than 90° to be tested.
3. Rigidity of excavator to bridge platform to be checked and NO UPLIFT IS ALLOWED
4. Water tightness of pontoons and rigidity of brackets to be checked every 3 days.
5. Strength and rigidity of hand winches to be checked every week.
6. Rigidity of bridge to deck of pontoons to be daily checked.
7. Fixation of ballast wts. in pontoons to be checked every week.
8. Fixation and strength of chute to be checked daily.
9. Dewatering pumps (mechanical, electrical, hand operated) should be ready to work at any time if any water leakage take place in any compartment of the pontoons.
10. Fire resisting apparatus should be inspected periodically.
11. Navigation lights should be working.
12. Life bouys with reasonable number should be available on deck at clear places.
13. All safety instructions should be strictly observed.

CONCLUSION

The characteristics of this floating grab assembly enabled to be well suited for cleaning downstream canal at the High Dam from rocks and deposits after tests for acceptance which had been carried out by an authorized committee from the High Dam Authority. Successful excavation work under water was carried out on April 15, 1965 in succession strips perpendicular to power house in compliance with the scheme for excution axes according to excute documentation done by Research Department at the High Dam.

Therefore, for any given crane or excavator, it is possible to select a suitable size and shape of floating deck and stability calculations can be done in same way.

The following deck is useful for supporting a rig in a level position for drilling holes in rocks for bridge columns.

The floating deck for loading the excavator equipped with grab 5 m3 constructed at the High Dam from general purpose pontoons, and using a crawler excavator and a Bailey bridge superstructure, had saved all costs for importing

EXPERIMENTS AND TESTS

Rules and Acceptance and Tests :

1. The following tests were carried out :
   - a) Static tests after assy. of pontoons for stability and capacity.
   - b) Navigation test in D.S. canal.
   - c) Dynamic tests for loading the excavator on deck .

     N.B. : First trials had been made for excavator E-1252 (40t.) and to calculate max. tilts and arrange ballast weights with respect.
   - d) Tests for stability and max. tilts at different positions of excavator (E-1252)
   - e) Trials for navigation and mooring in D.S. canal with (E-1252)
   - f) Same tests and trials indicated in c,d, and e above but with excavator E-2005 (90 t.)

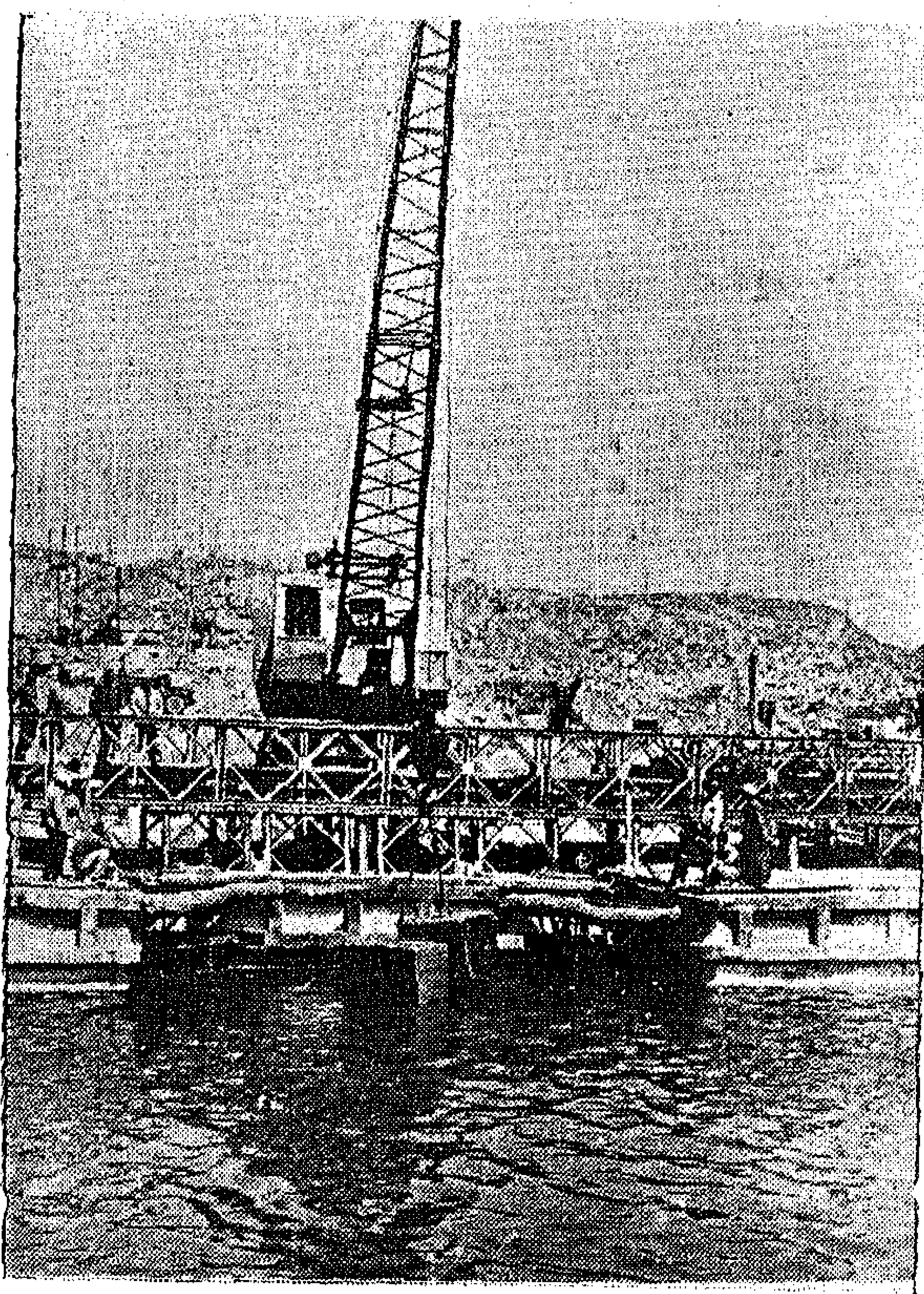


Fig. 5.—*Experiments made by concrete blocks (7 tons) for Excavator E* 1252.

   - g) Trials for locating ballast weights and correction for working position to maintain stated draughts near to stability calculations.
   - h) Tests for excavator operation and picking up rocks from water beside shore and observation of effect of lifting up.
   - i) Tests for unloading rocks in same place and observation of disturbance of levelling.
   - j) Tests for unloading rocks on chute and observation for its rolling to barge for transverse tilt and correction for transverse ballast weights.
   - k) Test for increasing angle of rotation more than 30° and up to 180° gradually.
   - l) Check rigidity of fixation of pontoons in all previous tests.
   - m) Check rigidity of excavator to platform of bridge in all previous tests.
2. When static tests are carried out nominal load should be increased by 20%. No deformation or cracks or breakage should take place in any brockets of pontoons or bridge foundation or bridge elements and no deformation in pontoons should take place.
3. For dynamic tests, nominal load to be increased by 10% during crane operations and same observations to be noted as previous.
4. Quality of work of all mechanisms to be checked during operation tests.
5. Duration of each test and trial should not be less than 3 hours.
6. Sudden tilting in emergency cases should be observed and must not exceed by more than 20% from previous position notin that max. allowable is 2°.
7. Twisting of grab ropes on each other should be STRICTLY avoided and the device should be working.

CASE "G" — **Position of boom 135° on principle axis (225° on bridge axis) with loaded grab :**

Total weight	= 615	t.
MB	= 52.76	m.
MG	= 49.74	m.

STABILITY CALCULATIONS :

I About principle axis.

II About axis 13.53 from edge.

I T.M. due to :

E —2005 excavator	= 90 × .85 m.	= 76.5	t.m.
Loaded grab	= 15 × 7.1 m.	= 106.5	t.m.
	Total	= 182	t.m.

Then trim on 25 m. breadth = 0.15 m = 15 cm.
Increase in draught ... ...= 15 cm.
Decrease in draught ... ...= 7.5 cm.

II T.M. (about Raft axis)

E—2005 excavator	= 90 × 5 m.	= 540	t.m.
Bridge	= 73t × 5.25 m.	= 383	t.m.
Chute & ballast	= 25t × 5.25 m.	= 136	t.m.
	Total	= 1059	t.m.

R.M. due to location of loaded grab on the other side of the
Raft axis 15t × 2.5 = 37,5 t.m.
R.M. due to ballast wts. 890 t.m.
Difference in moments = 32 t.m.
Then the trim on 28 m. length

$$S = \frac{32 \times 28}{615 \times 49.74} = .029 \text{ m.} = 2.9 \text{ cm.}$$

Increase in draught at front = 2.9 cm.

Decrease in draught at back = 1.4 cm.

Total increase in draught in I & II at front is 17.9 cm.

This is less than free board.

Total decrease in draught in I & II at back 8.9 cm.

This is less than mean draught.

Slope of deck 17.9 cm. in 25.5 m.

Angle 0° 24′ less than 3°.

∴ **THE RAFT IS SATISFACTORY.**

R.M. due to ballast wts. as Case "A" 890 t.m.

D in moments ... ... = 169.75 t.m.

Then the trim on 28 m length = 0.15 m. ... ... = 15 cm.

Increase in draught at front 15 cm.

Loss of draught at back 7.2 cm.

Total increase in draught in I & II at front is 35 cm.

This is less than free board.

Total decrease in draught in I & II at back 17.2 cm.

This is less than mean draught.

Slope of deck 35 cm. in 25.5 m.

Angle 1° less than 3°.

Slope of deck longitudinal 35 cm. in 28 m.

Angle 0° 40′ less than 3°.

∴ **THE RAFT IS SATISFACTORY**

CASE "F" — **Position of boom 90° on axis of symmetry and unloading the grab on chute with 15t rocks.**

Total weight ... ... = 615 t.

STABILITY CALCULATIONS :

Height of C.G. above keel ... ... = $\frac{1449+15\times7}{615}$ = 2.53 m.

MB ... ... = 52.76 m.

MG ... ... = 49.74 m.

I Calculation of T.M. as Case "E" = 250 t.m.

Trim on 25 m. breadth = 0.21 m. = 21 cm.

Loss of draught on opposite side 10.5 cm.

II Calculation of T.M. as Case "E" = 169.75 t.m.

Then the trim on 28 m. length = 0.156 m. = 15.6 cm.

Increase in draught at front 15.6 cm.

Loss of draught at back 7.8 cm.

Total increase in draught in I & II at front is 36.6 cm.

This is less than free board.

Total increase in draught in I & II at back is 18.3 cm.

This is less than mean draught.

Slope of deck 36.6 in 25.5 m.

Angle is 1° 10′ less than 3°.

Slope of deck longitudinal 36.6 in 28 m.

Angle is 0° 42′ less than 3°

∴ **THE RAFT IS SATISFACTORY**

From the above cases it is obvious that the working angle of the boom should not exceed 180° on bridge axis.

Cases exceeding this angle should be taken in consideration and calculated from the stability point of view as shown in the following cases according to the fact that the front edge which increase in draught tends to loose draught at these cases.

RM due to ballast wts as Case "A" 890 t.m.
Difference in moments 217 t.m.
Then the trim on 28 m. length

$$S = \frac{217 \times 28}{615 \times 50.643} = 0.188 \; \ldots \; 18.8 \text{ cm.}$$

Increase in draught at front 18.8 cm.

$$\text{Loss of draught at back} = \frac{18.8 \times 13.5}{28} \ldots \; 9 \text{ cm.}$$

Total increase in draught in I & II at front is 33.8 cm.
This is less than free board.
Total increase in draught in I & II at back 16.5 cm.
This is less than mean draught.
Slope of deck transverse 33.8 cm. in 25.5 m.
Angle 0° 50′ less than 3°
Slope of deck longitudinal 33.8 cm. in 28 m.
Angle 0° 42′ less than 3°
∴ **THE RAFT IS SATISFACTORY**

CASE "E" — **Excavator loading & Revolving (position 90° to axis of symmetry)**

STABILITY CALCULATIONS :

I About principle axis.

II About axis 13.53 from edge.

I	Height of C.G. above keel from Case "D" ...	=	2.63	m.
	MB ...	=	52.76	m.
	MG ...	=	50.64	m.

Trimming moments due to

E—2005 excavator = 90 × 1.2 ...	=	108	t.m.
Loaded grab = 15 × 9.5 ...	=	142.5	t.m.
Total TM about principle axis ...	=	250.5	t.m.
Then the trim on 25 m. breadth ...	=	0.20	m.
	=	20	cm.

edge of raft will be down at direction of rotation. Increase of draught of the side in that direction will be 10 cm.

II MT of I about raft axis

MB ...	=	52.76	m.
MG ...	=	50.64	m.

TM due to :

E—2005 excavator — 90 × 5.15 m. ...	=	463.50	t.m.
Loaded grab = 15 × 5.15 m. ...	=	77.25	t.m.
Bridge = 73t × 5.25 m. ...	=	383	t.m.
Chute & ballast = 25t × 5.25 m. ...	=	136	t.m.
Total ...	=	1059.75	t.m.

Total increase of draught on I & II at front is 31.6 cm.
This is less than free board.
Total decrease in draught in I & II at back 15 cm.
This is less than Mean draught.
Slope of deck transverse 31.6 cm. in 25.5 m.
Angle 0° 40′ Less than 3°
Slope of deck longitudinal 31.6 cm. in 28 m.
Angle 0° 39′ Less than 3°
∴ The Raft is THEREFORE STABLE UNDER THIS CONDITION.

CASE "D" — **Excavator loading & revolving (take position 45° to axis of symmetry).**

— Total weight	=	615 t.
— Displacement	=	615 m^3
— Mean draught	=	1.025 m.
— C of B above keel	=	0.513 m.
— Mean free board	=	1.255 m.

STABILITY CALCULATIONS :

I About principle axis

II About axis 13.53 from edge

I	Height of C.G. above keel from Case "B"	2.63 m.
	MB	52.76 m.
	MG	50.643 m.

Trimming moments due to

E —2005 excavator	= 90 × 0.85 m.	76.5	t.m.
Loaded grab	= 15 × 7.1 m.	106.5	t.m.
Total TM above principle axis		182	t.m.

Then the trim on 25 m breadth

$$S = \frac{182 \times 25}{615 \times 50.643} = 0.15 \text{ m.} \quad \ldots \quad 15 \text{ cm.}$$

edge of raft will be down at direction of rotation — Increase of draught of the side in that direction will be 15 cm.

Loss of draught of opposite side will be 7.5 cm.

II MT of I about raft axis

MB	52.76 m.
MG	50.643 m.

Triming moments due to

—2005 excavator	= 90	× 4.5 m.	504	t.m.
Loaded grab	= 15	× 12.2 m.	183	t.m.
Bridge	= 73t	× 5.25 m.	383	t.m.
Chute & ballast	= 25t	× 5.25 m.	136	t.m.
		Total	1107	t.m.

Then overall trim on 28 m length of raft

$$S = \frac{7.0 \times 28}{608 \times 52.2} = .006 \text{ m} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = 6 \text{ mm}$$

THE RAFT IS THEREFORE CONSIDERED LEVEL & STABLE.

CASE "B" — **Excavator loading the grab 7.5 m height with boom 90' on bridge axis :**

— Total weight	=	615 t.
— Displacement of water	=	615 m^3
— Mean draught	=	1.025 m
— C of B above keel	=	0.513 m
— Mean free board	=	1.255 m

STABILITY CALCULATIONS

I About principle axis

II About axis 13.53 m from edge

I Height of C.G. above keel from Case "B"	=	2.63 m.
MB	=	52.76 m.
MG	=	50.643 m.

Triming moments due to

— E 2005 excavator = 90 × 0.7 m	=	63 t.m.
Loaded grab = 15 × 5.5 m.	=	82 t.m.
Total TM about principle axis	=	145 t.m.

when the trim on 25 m breadth

$$S = \frac{145 \times 25}{615 \times 50.643} = 0.116 \text{ m} \quad \ldots\ldots\ldots = 11.6 \text{ cm.}$$

edge of raft will be down at direction of rotation — increase of draught of the side in that direction will be 11.6 m.

Loss of draught in the opposite side will be 5.8 cm.

II TM about raft axis due to :

E — 2005 excavator = 90t × 4.4	=	396 t.m.
Loaded grab = 15t × 13.5	=	202.5 t.m.
Bridge = 73t × 5.25	=	383 t.m.
Chute & ballast = 25t × 5.25	=	136 t.m.
Total	=	1117.5 t.m.

RM due to ballast wts as Case "A" 890 tm.

Difference in moments 227.5 t.m.

Then the trim on 28 m. length

$$S = \frac{277 \times 28}{615 \times 50.643} = 0.20 \text{ m.} \quad \ldots\ldots\ldots = 20 \text{ cm.}$$

Increase in draught at front 20 cm.

Loss of draught at back $\ldots\ldots\ldots = \frac{22 \times 13.8}{3} \ldots\ldots = 9.2$ cm.

STABILITY CALCULATIONS :

CASE "A" — **Excavator without loading the Grab and Boom 90° on bridge axis.**

Calculations of Moment of Inertia about Raft axis :

— Water plan area for each pontoon 8 × 25 ... ... = 200 m^2

— Water plan moment of inertia for each pontoon :

About major axis ... ... $\frac{8\times(25)^3}{12}$ = 10416 m^4

About minor axis ... ... $\frac{25\times(8)^3}{12}$ = 1066 m^4

M. of I about aft axis :

$$2 \times 10416 + 2 \times 200 \times (1)^2 + 1 \times 10416 + 1 \times 200 \times (2)^2 = 32448 \text{ m}^4$$

MB ... ... = $\frac{(32448)\ m^4}{600\ m^3}$ = 54.08 m

MG ... ...= 54.08+0.5—2.41 = 52.17 m

The position of Metacentre is 45.08 above centre of Buoyancy (weight of the raft before erecting the bridge and supporting the excavator acts about its own centre of gravity and the centre of flotation is a centriod of the plan area, and since this consides with the axis under consideration ; then its moment about this axis is Zero i.e. the raft will float level before bridge is erected.

Calculation of Trimming Moments & Righting Moments :

— E-2005 excavator ... ... = 90 × 4.2 = 378 t.m.

— Bridge ... ... = 73 × 5.25 = 383 t.m.

— Chute and Ballast ... ... = 25 × 5.25 = 136 t.m.

Total ... ... = 897 t.m.

The trimming moment will cause increase in draught at front edge and loss of draught back edge.

The righting moment due to ballast weights in these pontoons as follows ;

— for ballast wts on pontoon 1 & 2 (19.5 t each

2 × 20.5 × 10.3 = 422 t.m.

— for ballast wts on pontoon 3 (32 t)

32 × 11.75 = 376 t.m.

— for transformer on pontoon 3

5 × 10.5 = 52.5 t.m.

— for 2 rear hand winches 1.5 t

2 × 1.5 × 13.5 = 40.5 t.m.

Total ... ... 890 t.m.

∴ The difference in moments ... ... = 7.0 t.m.

Axes of Raft :

One principle axis is the axis of symmetry. The position of the other axis is calculated from the edge as follows :

Moment about the edge = 2 × 12.5 m + 1 × 15.5 m = 40.5

$\therefore$ axis from edge = $\frac{40.5}{3}$ ... = 13.53 m.

The centre of buoyancy is in vertical plane passing through this axis.

Stability calculations should be calculated on both axes.

Calculations of the Height of C.G. above Keel as follows :

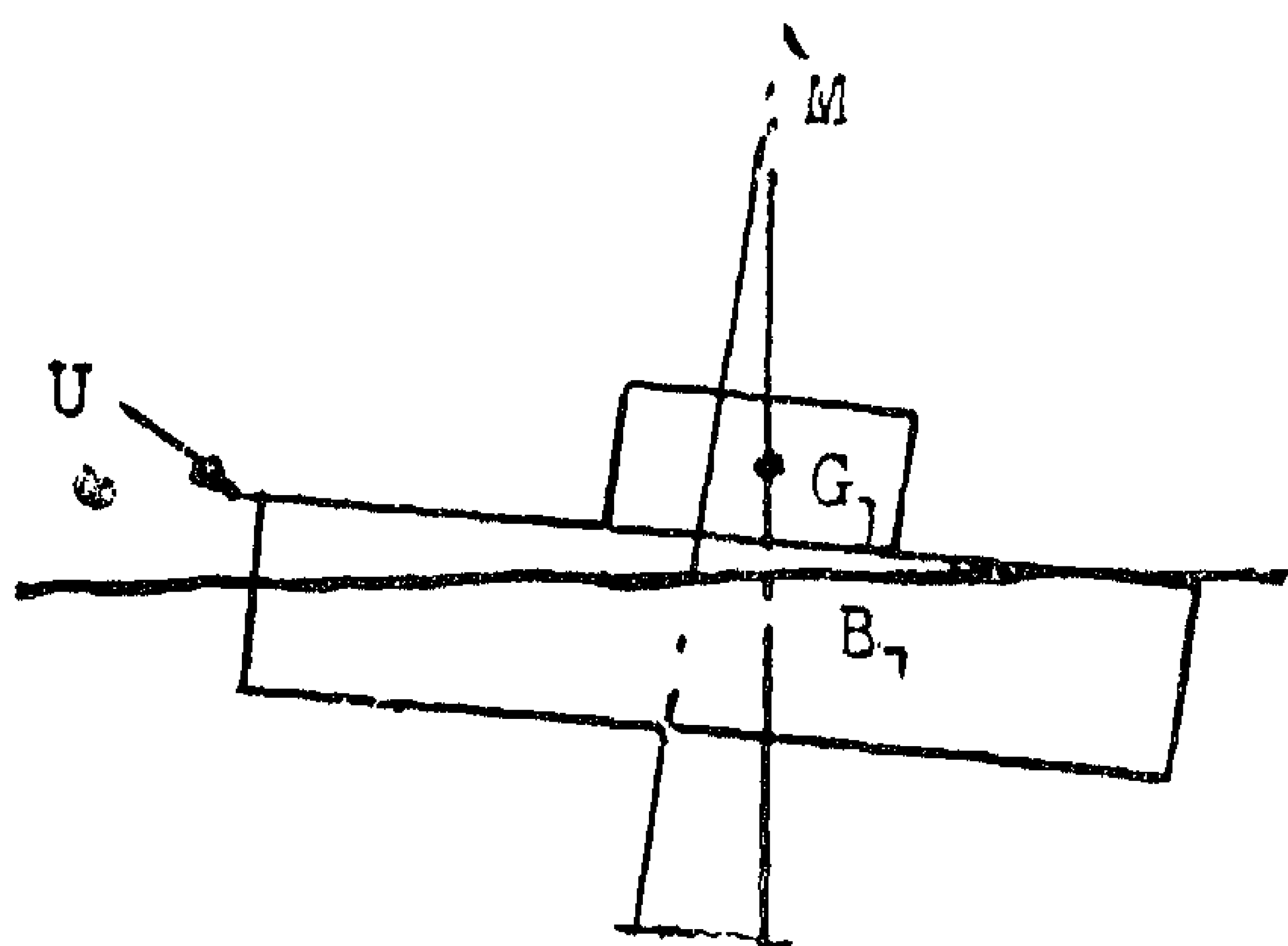
— Excavator ...	90	t.
— Bridge and Columns ...	73	t.
— Tying brackets between pontoons ...	10	t.
— Chute and ballast (chute 12.5 t.) ...	25	t.
— Pontoons 1 & 2 (200 t.) -3 (115 t.) ...	315	t.
— Main ballast weights in pontoon 1 below deck ...	16	t.
— Main ballast weights in pontoon 2 below deck ...	16	t.
— Ballast weight concrete block on deck pont. 1 ...	4.5	t.
— Ballast weight concrete block on deck pont. 2 ...	4.5	t.
— Main ballast weight in point. 3 below deck... ...	32	t.
— Power transformer & cable on deck pont. 3 ...	5	t.
— 6 hand winches 2 on each pontoon ...	9	t.
Total Weight... ...	600	t.

Calculation of height of C.G. above Keel :

— Pontoon 1 & 2 ...	2 × 100 × 1.15	=	230	t.m.
— Pontoon 3 ...	1 × 115 × 1.10	=	126.5	t.m.
— Excavator ...	90 × 6.9	=	621	t.m.
— Bridge ...	73 × 3.2	=	233.6	t.m.
— Brackets ...	10 × 1.5	=	15	t.m.
— Chute & ballast ...	25 × 5	=	125	t.m.
— Ballast wts pont. 1 ...	16 × 0.6	=	9.6	t.m.
— Ballast wts pont. 2 ...		=	9.6	t.m.
— Conc. ballast on pont. 1 ...	4.5 × 2.4	=	10.8	t.m.
— Conc. ballast on pont. 2 ...		=	10.8	t.m.
— Ballast wts. pont. 3... ...	32 × 0.5	=	16	t.m.
— Power transformer ...	5 × 3.3	=	16.5	t.m.
— 6 hand winches... ...	9 × 2.8	=	25.2	t.m.
Total Weight ...			1449.4	t.m.

$\therefore$ Height of C.G. above keel ... $\frac{1449.4}{600}$ = 2.41m.

N.B. : **The Ballast wts. to be arranged to place C.G. as near as possible to center of Boyancy.**



vertically upwards, it will cut the original axis B G at M. This point M is called the "Metacentre".

If G is above M, the raft is unstable and will capsize. The relative positions of M and G for any raft therefore is the measure of its stability. The higher M is above G the more stable is the raft

The height of the Metacentre above centre of buoyancy may be calculated from the formula

$$M = \frac{I}{V}$$

where: I is the moment of inertia of the water plane area on the axis through the centre of flotation.

V is the volume of water displaced.

Trim calculations may be made on both principle axes of the raft. The results, added algebraically, will give the true attitude of the raft for any type of loading. If the resultant trim figures exceed the available freeboard around any edge, the raft is unstable and will not carry that particular load.

Calculations for buoyancy and stability are carried in the following stages :

1. Calculation of total weight including weight of raft.
2. Calculation (G) centre of gravity from both principle axes and its height above the keel.
3. Calculation of the volume of water placed.
4. Finding the mean draught = $\frac{\text{displacement}}{\text{water-plane area of raft}}$
5. Finding the mean freeboard = (overall depth — mean draught).
6. Height of B (centre of buoyancy) is half the mean draught.
7. Calculation MB for both axes (M= metacentre) from formula $M = \frac{I}{V}$

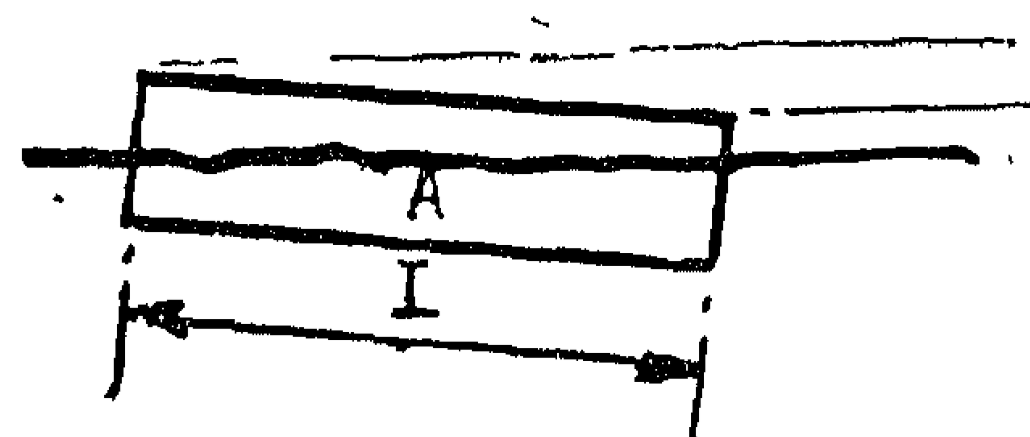
   I moment of inertia.

   The total moment of inertia about the raft axis (distance x from principle axis of each pontoon, its moment of inertia about raft axis is its own I plus its area multiplied by X^2.

   The total moment of inertia about one axis of the raft is therefore.

   $$I_1 + Ad_1^2 + I_2 + Ad_2^2 + I_3 + Ad_3^2$$
8. Finding MG for both axes since both B and G have been measured from Keel.
9. "Trimming Moment" = total weight multiplied by distance of centre of gravity from either axis.
10. Total trim "S" about the axis A is given by the formula $S = \frac{TM \times L}{\Delta \times MG}$

    where TM = Triming Moment.
    L = Length of raft.
    Δ = Total weight (from 1 above).



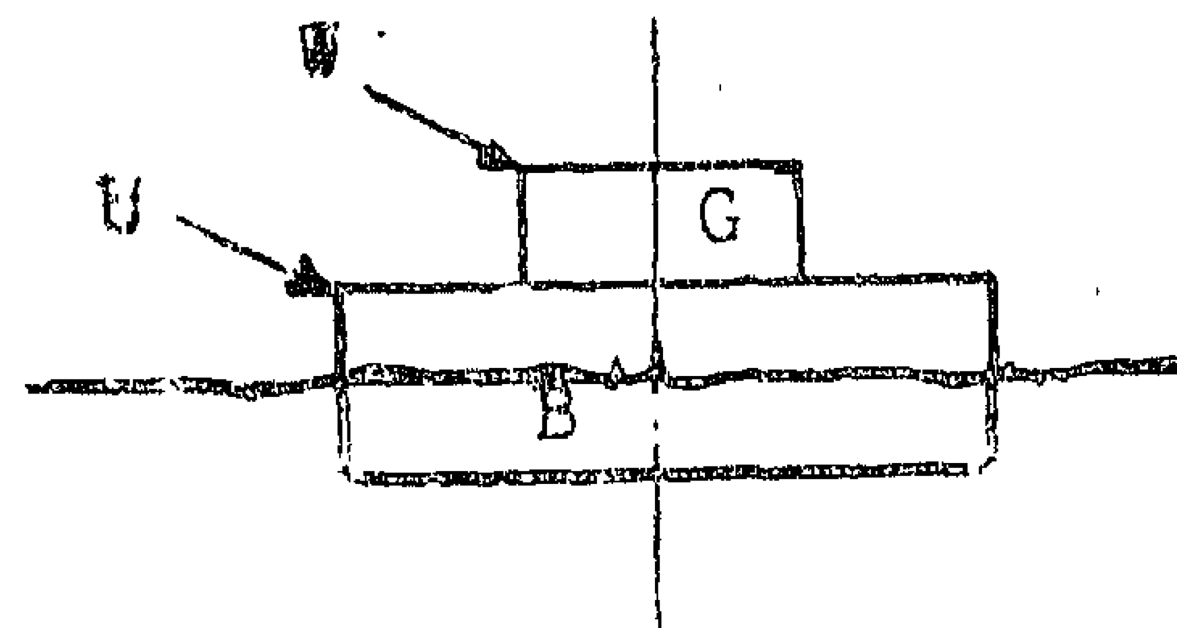
For a symmetrical raft, where A is at mid-length, one edge will sink by an amount S/2 and other edge will rise by a similar amount. If the former exceeds the mean freeboard, or the latter flotation "A" is not at the half length, the figures for draught and trim are obtained by similar triangles.

From trimming moment the amount of ballast required to restore the raft to a level trim. Ballast weights were made of concrete blocks of weight 170 kg each and were arranged at the rear of pontoons on the keel of pontoons 1 & 2 & 3.

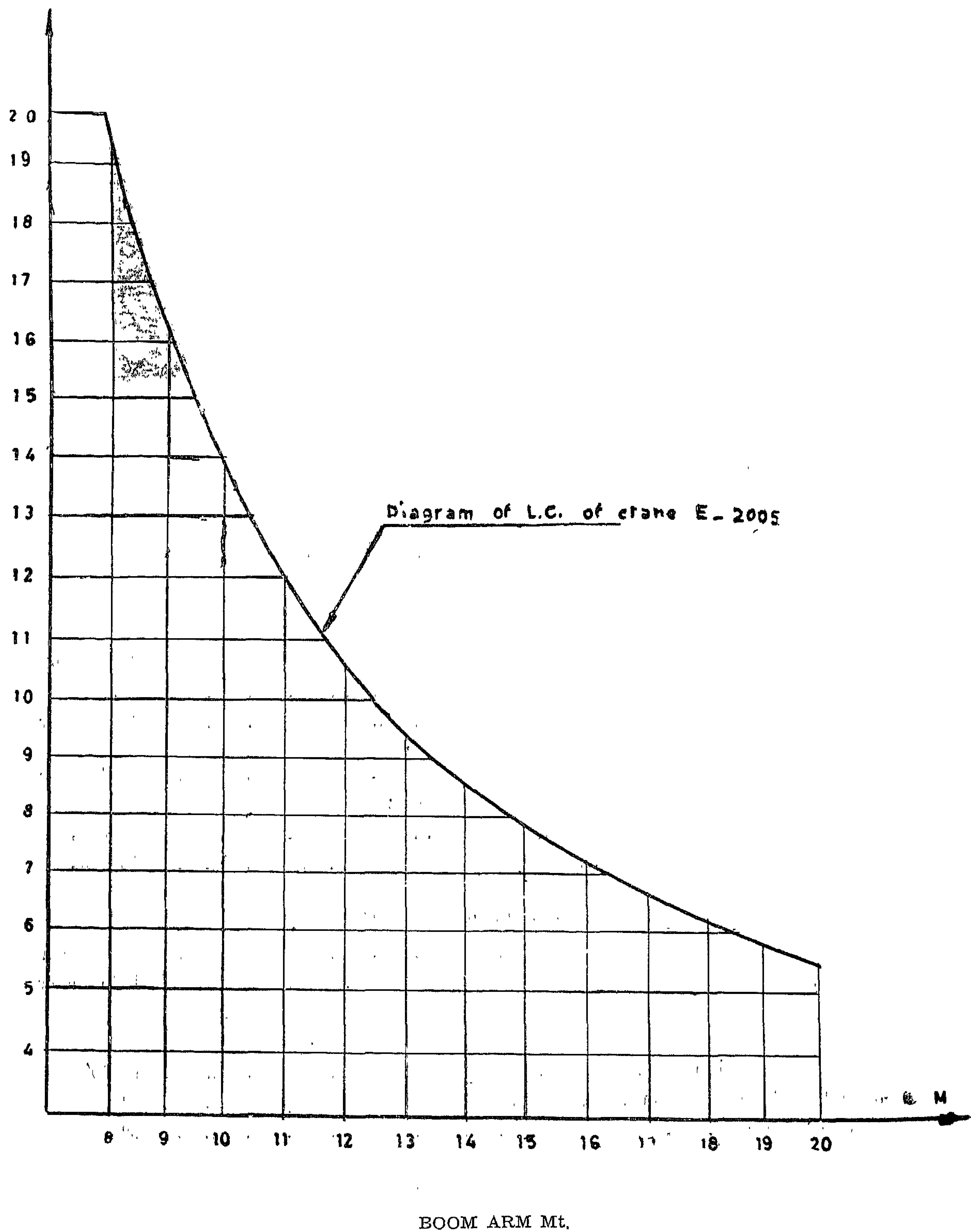
Design and Stability Calculations :

Stability of floating raft :

If a load (W) is centrally applied to a raft (U), the combined weight of W and U will act vertically downwards through its center of gravity G. This will be reacted to by the weight of water displaced acting vertically upwards through its centre of gravity-called the "Centre of buoyancy" B. Since G is vertically above B, the forces are equal and opposite, and the raft is stable.



If the load W is displaced sideways so that the combined centre of gravity moves to G_1, the raft will tilt until the centre of buoyancy moves to B_1, vertically below G_1. Stability is thus restorted. If the line through B_1G_1 is extended


Diagram of L.C. of crane E_2005
20
19
18
17
16
15
14
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
8
9
10
11
12
13
14
15
16
18
19
20
M

BOOM ARM Mt.

Fig. 4.—*Floating deck assembly close to powerhouse in down stream with crane E* 2005 (50 *tons capacity) before installation of grapple.*

DETAILS OF CONSTRUCTION

Main Dimensions and Characteristics :

Size of body :

- Length overall ... 28.0 meter
- Width ... 25.1 meter
- Height ... 2.28 meter

Shape of deck ... "U" shape

Total weight of floating deck with excavator and chute :

- Unworking condition ... 600 tons
- Working condition ... 615 tons

Displacement and draught when installation of excavator

- Not working ... 1.00 meter
- Working ... 1.25 meter

Maximum tilt of deck

- Unworking condition ... 1° 30′
- Normal working condition... 2°
- Emergency case ... 3°

Maximum load on deck ... 1 t/m²

Maximum increase in draught at back

- Normal working condition... 24 cm.
- Energency case ... 42 cm.

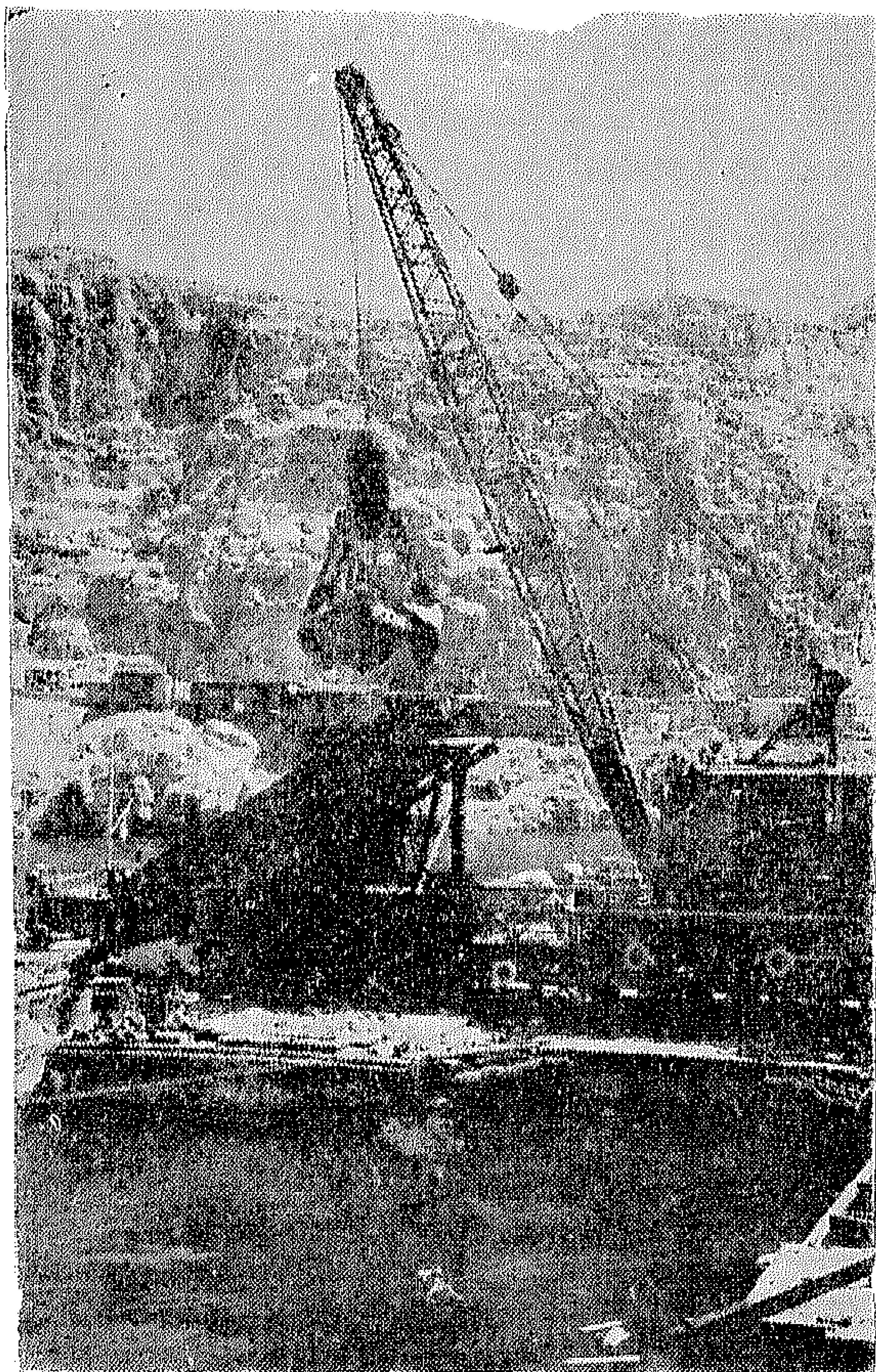


Fig. 2.—*Excavator revolving and unloading deposits on chute near powerhouse in downstream.*

The "U" shape of the pontoons arrangement was selected because the major portion of the load must come of necessity on one edge of the raft and it permits maneuvering of grapple in an area 8 × 3 meters even when jaws are opened and working between the arms of the "U".

The floating deck can be moored during operation by towing winches installed at corners of the deck and electrically operated. Shifting from position to another is effected by these winches. The floating deck is furnished with 6 mechanically driven pumps for dewatering compartments of pontoons if water leakage take place. An electric power transformer for feeding the excavator with power is also installed at rear of floating deck.

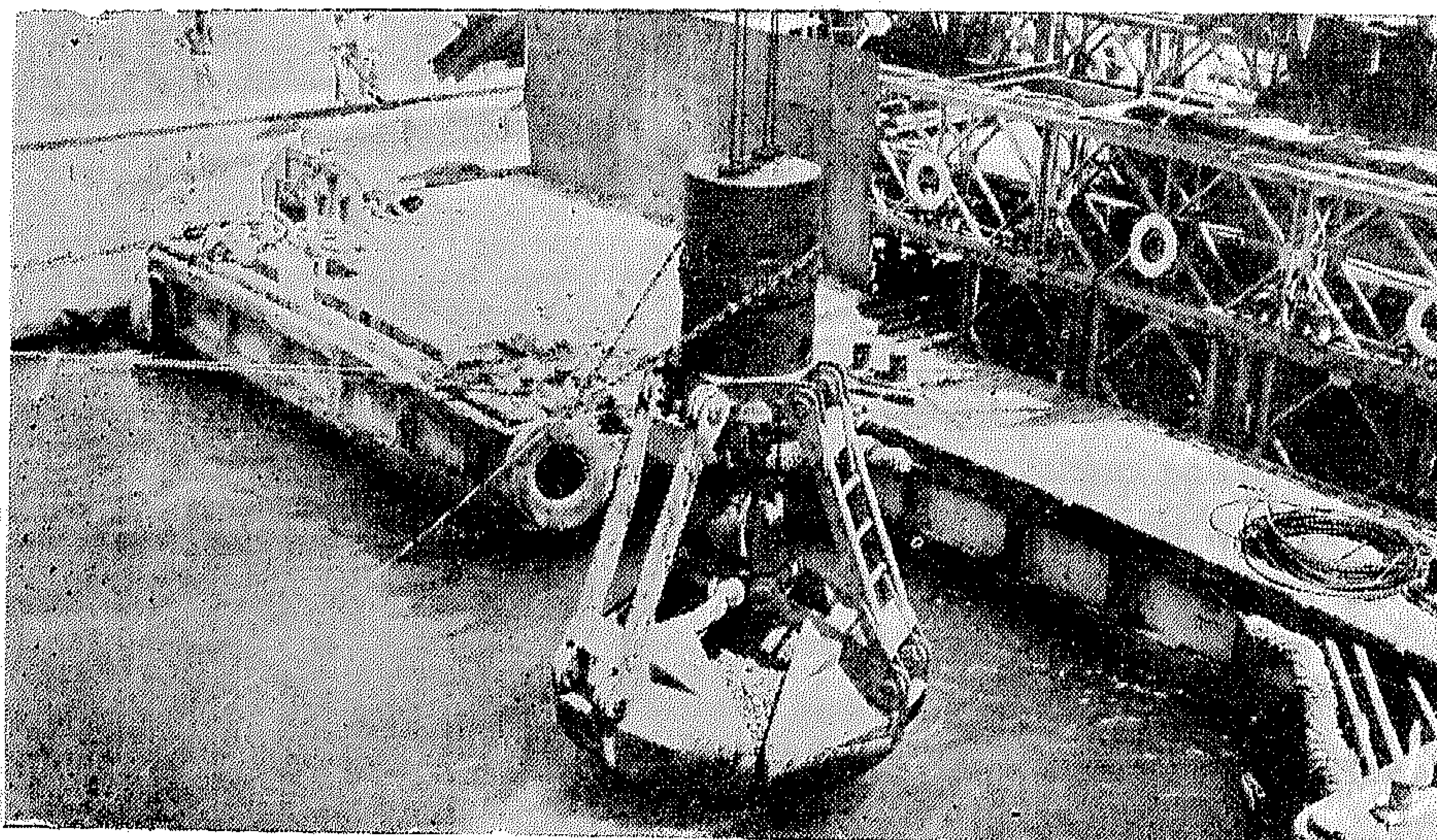


Fig. 3.—*Loading grapple 5 m3 capacity witheposits. d*

Taking into consideration the above mentioned circumstances, it was decided to construct a floating deck for loading a crawler mounted excavator (E-2005) of weight 90 tons and equipped with grab attachment of capacity $5m^3$. As the grab has 3 jaws it is called a grapple which is orange peel bucket and made with loose joints so that the tines are free to feel their way as they close, and rocks can be gribbed under water by their sides as well by the points. The bucket is prevented from twisting or spinning in the air or under water by a tagline which is a light cable running from the bucket to a weight which is a concrete block and suspended in water by the cable under tension and passing on system of pulleys arranged on a floating pontoon attached to the floating deck.

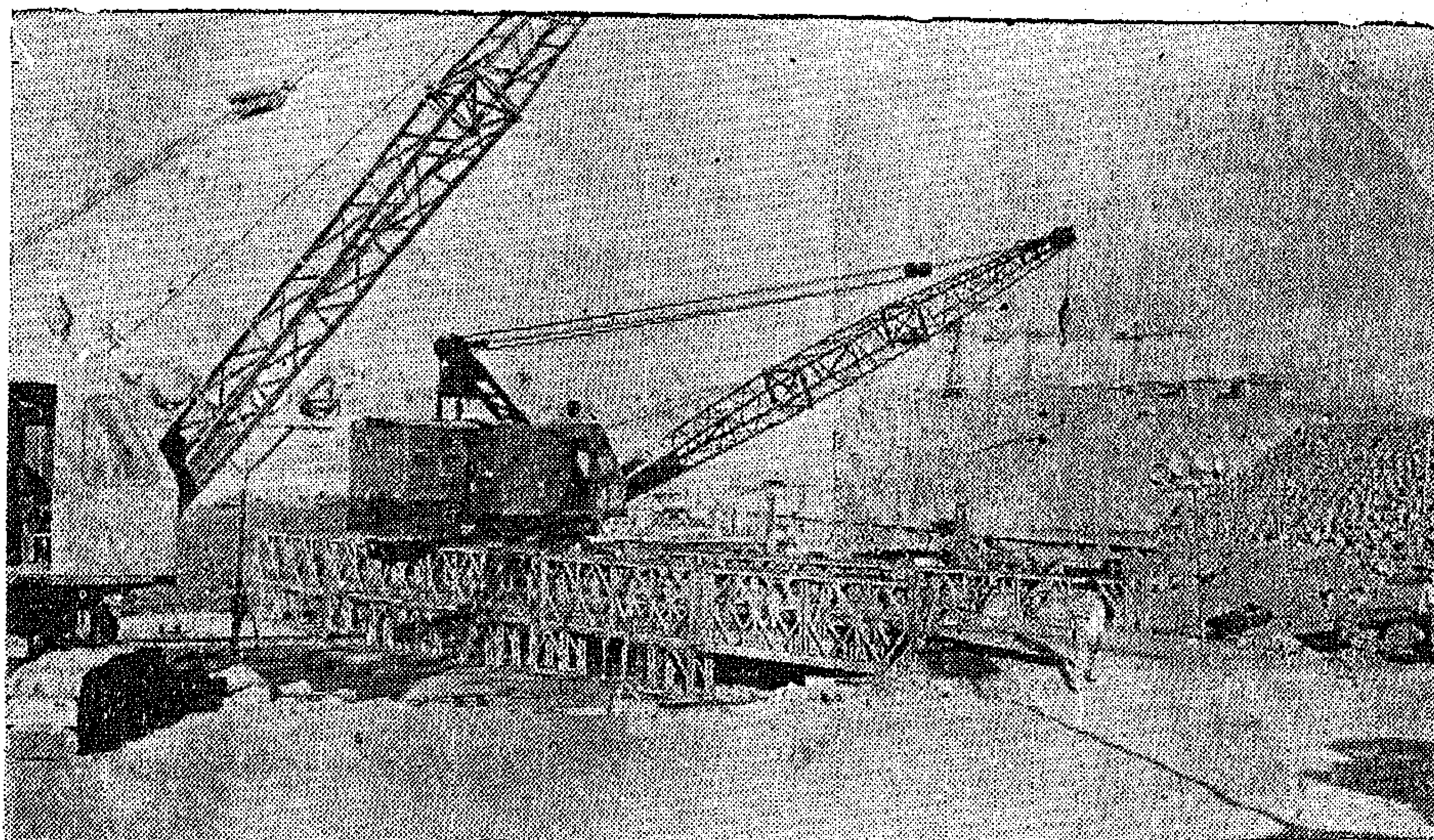


Fig. 1.—*Constructing floating deck with ramp connected to bank after loading the crane E* 2005 (90 *tons weight*).

Type and Purpose of Floating Deck :

The floating deck is an assembly of 3 steel pontoons 8×25 meters and height 2.28 meters manufactured by the Suez Canal Authority for general purposes for loading capacity 200 tons. Ordering 3 of this type of pontoons to be delivered at High Dam (pontoons can pass through Aswan Dam dock 9.35 meters). The three pontoons are tied together by steel brackets specially designed. The arrangement of the pontoons forms U shape and rigidly attached by a superstructure built of Bailey bridge componants.

The floating deck is intended to carry an excavator E 2005 mounted on crawler and equipped with grapple attachment of capacity $5m^3$ for cleaning downstream canal from rocks, lifting, swinging to 90° on principle axis (which is axis of symmetry), and discharging the bucket on steel chute located on deck 33° to horizontal for loading open barges which dumps their load far away from downstream canal.

CONSTRUCTION OF FLOATING DECK FOR LOADING EXCAVATOR EQUIPPED WITH GRAB 5m³ CAPACITY AT HIGH DAM

By

Eng SHERIF MOKHTAR (1)

INTRODUCTION

Owing to diversion of river Nile on May, 15, 1964 through diversion channel 1950 meters long (composed of two open canals interconnected with six main tunnels) after blasting the temporary sand cofferdam, it was noticed — due to high velocity of water flow in upstream canal (1150 meters long) — that lumps of rocks slipped through uptsream, then through tunnels and finally deposited in downs-stream canal (485 meters long) forming a dyke. A rather considerable part of the rocks obstruct gates closure. It had been realized that clearing downstream canal bed from rocks and gravel is very essential.

Inspection and preliminary survey under water at depth about 20 meters in downstream canal was carried out by divers. They described the shape of rocks and deposits under water, and defined the position and volume of rocks. It was evident from their reports and records that position of rocks either from power-house platform or from downstream canal banks are rather off any handling facilities working at these places. It was then agreed upon that the proper location for excavation means should be at the opposite direction of powerhouse i.e., a floating excavator or a dredger will be suitable for this purpose.

Studying floating crane equipment available at Suez Canal Authority at Suez, Ismailia, and Port Said which may be able to carry out cleaning of downstream canal bed, the result was established that the whole existing floating cranes equipped with grabs, draglines are practically impossible to be used for this work at the High Dam for the reason of the width dimensions of the floating excavators ensuring the impossibility of their passing along through hydrotechnical dock structures on river Nile docks (for example at Aswan Dam which amounts to 9.35 meters), and the minimum width of pontoons on which suitable cranes or excavators are mounted with width amounts to 10.5-13 meters. It had been studied with the concerned engineers at Suez Canal Authority for reconstruction or remaking of pontoons of the available cranes and suitable grabs to lessen their width to enable passing through docks 9.35 meters. It was found that it is impossible due to technical reasons.

---

(1) *Chief of Mechanical Equipment Branch, High Dam Authority Aswan, October* 1962 — *June* 1965.

4. Concrete batching plant for producing 2500 m^3 of concrete per day. It has a refrigerator unit for cooling water and concrete aggregates.
5. Two rock crushing and screening plants.
6. Three classifiers for washing out the fines from coarse sand.

All in all, the weight of the different construction equipment and material which have so far reached the site from the USSR in application of Soviet agreements has reached about 230,000 tons with a F.OB. price of about LE. 40 millions.

LABOUR FORCE

All forces have been mobilized for the construction of the great project. To meet all demands the total labour force at the construction site has reached a peak of 33520 men in the year 1964. This number has now dropped to 27,000 of which 12,000 are skilled labour and technicians (mechanics, electricians, fitters, welders, machine operators, drivers, carpenters... etc.).

They work in an atmosphere of friendship and collaboration with a mission of Soviet experts consisting of specialised engineers, technicians and skilled workers Their number reached 1800 at peak construction operations but has dropped now to about 750.

ACKNOWLEDGEMENT

The High Dam Authority is responsible for the execution of the project. The Soviet specialised agencies undertake the performance of the necessary design studies and researches as well as the supply of the construction equipment, spare parts and materials not available in the U,A.R, They also supply the permanent equipment for the intake structure, spillways, power station and electric transmission networks.

The Soviet engineering organization "Hydroproject" in cooperation with Arab experts has carried out the research and design work of the project. The "Hydroproject" organization is also the construction advisers and consulting engineers of the project.

A group of experts headed by a Chief Soviet Expert are deputed to the site of the High Dam to render technical assistance on the project, and cooperate in its construction within the framework of the High Dam Authority.

Local leading Egyptian constructing companies have been entrusted to carry out works of open rock excavation in the canal, supply of coarse sand, quarrying and dumping of rock for the construction of the dam body, production and delivery of concrete to places of construction, building of living centres, roads, railways and ancillary facilities.

In collaboration with some Soviet specialized Organisations, the High Dam Authority has undertaken the fulfilment of the specialized work on the project including driving of tunnels, mechanical erections, quarrying and transportation of sand by hydromechanization and carrying out the injection work.

The Soviet loans for rendering technical and economic assistance for the construction of both the first and final stages of the High Aswan Dam Project amount to LE. 113 million of which LE. 80 million have so far been utilized.

ooOoo

first was built near the downstream toe of the dam on the right bank and is used for mixing and pumping of the grouts through special pipelines to points of use.

The preparation plant is located on top of the right bank where rail delivery facilities are available. It covers about an acre and contains six production lines : two for the preparation of clay, two for bentonite and one each for sodium silicate and sodium aluminate. The mixing plant covers a smaller area but has a greater concentration of equipment to combine the clay slurry with the desired admixtures.

Technological methods for the process of preparing the grout materials, mixing and pumping them to points of use, are carefully operated and controlled by special automatic control measuring devices.

CONSTRUCTION EQUIPMENT

Big quantities of machines and mechanical equipment of the most recent and powerful types now working at site, have made it possible, not only to improve production quality, but to increase considerably the production capacity, whose rates greatly exceeded those used in many other similar projects in the world.

Some of the equipment was specially designed and manufactured for the High Dam. These include vibroflotation equipment for the deep compaction of dune sand under water, large hopper barges, big plants for processing and mixing grout materials and many other types of machines specially designed to meet the general operating conditions at Aswan. Table (3) gives the major equipment operating at the construction site:—

Big workshop installations and other site facilities were also provided for the construction of the permanent works. They mainly include :—

1. Mechanical repair workshops and car maintenance workshops equipped with more than 1200 machines of different types.
2. Air compressor station for supplying 700 m^3 of compressed air per minute.
3. An oxygen plant, for welding steel work, producing 750 m^3/day.

Table (3) - Major Equipment Operating at the construction site.

No. off	Major Equipment
16	Electric shovels 4 m^3
74	Diesel and electric shovels of smaller sizes
210	Dumpers 25-ton capacity
90	" 10-ton "
216	" 5-ton "
77	" 3.5-ton "
160	trucks of different capacities
38	Mobile workshops & other facility trucks
2069	Drilling machines of different types
27	Cranes and truck cranes of different load capacities
2	15-ton cableway
36	Concrete pumps 40 m3/hour and 10 m3/hour
107	Bulldozers
63	Tractors
9	Rollers
16	Pumping units for transportation of sand by hydromechanization
22	Barges
3	Vibroflotation plants
24	Tug boats
4	Floating water dredgers
80	Portable air compressors
36	Pumping units for injection

THE GROUT CURTAIN

Near the end of 1964 work started on the construction of the vertical grout cut-off under the High Dam along its axis. It has an unprecedental maxium depth of about 255m below the clay core of about 225 m below the bed of the river. In conformity with its adopted shape and design in the sediments of the river bed, it has a cross sectional area of 54,700 square meters and a total volume of grouted sediments of about 1.8 million m^3. Its cross section has a telescopic shape consisting of four parts. The upper part located in the foundation layer of coarse sand filling has a width of 40 m and a depth of 30 m. This same part extends below the river bed through the layer of fine sand with the same width to an additional depth of about 30 m. The second part of the curtain going through the sediments consisting of medium-coarse sand and gravel has a width of 30 m and a depth of 45 m. In the third part the curtain penetrates a layer of coarse sand 50 m deep with a reduced width of 20 m. Through the lower stratum where the overburden is consolidated it is proposed that only the central row of boreholes would be extended about 100 m to bed rock in order to intercept the flow through whatever layers of open material the silting formation may contain.

There are 8 main rows of grout holes in the upper part of the grout curtain, 6 rows in the second and 4 rows in the third. The distance between the rows of boreholes is 5 m. The spacing between the holes in the six outer rows is 2.5 m, between the holes of the two inner rows the spacing is 5 m. For the central row which will be injected from inside the upper concrete gallery down to the deepest level of the bed rock, the spacing between the holes is reduced to 2.5 m. In the top layer of the river bed sediments consisting of fine sand, additional rows of grout holes are drilled to cut the spacing between the main rows in this part of the curtain to 2.5 m.

All the outside rows of boreholes were first treated by injecting coarse grouts whereas the inner rows were afterwards treated with more fine and penetrating grouts.

Preparations for injecting the grout curtain started when clay-placing operations built up the core of the dam to elevation 153 m. The second and seventh rows of the grout holes were drilled from inside the two lower concrete galleries at elevation 127 m. The remaining six rows of grout boreholes are drilled from elevation 153 m where core construction was stopped until grouting is completed.

For the injection of grout admixtures 1-5/8" diameter pipes are lowered into the 4" diameter drilled holes. Perforations in these pipes at 33 cm centres vertically are covered with rubber sleeves, which the grout under pressure can force open. The grout pipe, lowered inside the 1-5/8" inner pipe, terminates in a chamber 33 cm long, just long enough to concentrate the pressure on one set of holes at a time. The mean injection pressure during grouting operations is about 30 atmospheres. The highest admissible is 60 atmospheres which corresponds to the maximum capacity of the pumping equipment.

For the coarse sand sediments a grout of finely ground Aswan clay and cement is used. The medium and fine sands require clay too, but bentonite, sodium silicate or sodium aluminate are added instead of cement. For the finer sands bentonite-silicate grouts are used. For the secondary or repeated grouting of the fine and medium sands pure silicate grout is used.

To prepare all these grouting mixtures and have them ready in the quantities and at the time needed, two big plants were assembled near the dam. One of them is for the preparation of the grout materials and storing them in tanks at a distance of about 2 kilometers from the site of grout operations. The other plant, which is fed by the

2) Filling of the coarse sand layer under the core of the dam.
3) Building up the clay core to a level of 153 m.
4) Construction of the two lower concrete galleries inside the core of the dam.
5) Drilling and grouting under the main dam to a depth of about 135 m below river bed.
6) Filling of about 21,672,000 m^3 of rockfill and dune sand in the dam body.

Table (2) shows a summary of the volume of construction material which has been so for executed in the construction of the dam and those still required to complete the structure to its final profile.

b) **The Intake Structure**

The concrete intake structure was completed to its final level of 184 m one year after the date of closing the river. Next, the gantry crane 125/450-ton was erected on top of the structure. The 300-ton cable lifiting mechanisms were removed from their temporary positions on the reinforced concrete trestles at elevation 142 m to their permanent position on top of the intake structures. The temporary concrete trestles were then dismantled. All inclined tunnels were excavated and lined with reinforced concrete. The lower horizontal inlets to tunnels were plugged with concrete and the upper inlets having their sills at elevation 123 m were used to regulate the flow of water.

c) **The Power Station**

After the flood of the river in 1964, tunnels No. 1 and 2 were closed and dewatered thus allowing for civil and constructional work to be carried out in the first separated section of the power station. After the flood of 1965 and 1966 the same was done in the next two separated sections on tunnels 3-4 and 5-6 respectively. At present most of the civil work on the power station has been completed. The mechanical and electric installations of the first three power units are also completed and will soon be put under test. According to schedule, they will be commissioned before the end of 1967.

Beside the assembly bay, the 11-story administration building of the power station is now completed. The finishing of the rock facades of the power house and their lining with concrete slabs is progressing. Work is also progressing in completing the civil and electric works in the 500 kv and 132 kv switch yards.

Table (2) — Volumes of construction materials

Work	Volume of 1st Stage m^3	Volume completed in 2nd stage to Aug. 67	Total Vol. so far executed m^3	Remaining quantities m^3
Rockfill	4,166,000	13,534,000	17,700,000	4,000,000
Sand	5,937,000	8,138,000	14,075,000	280,000
Clay	—	2,740,000	2,740,000	700,000
Filters	—	576,000	576,000	250,000
Concrete for Galleries	—	110,000	110,000	11,000
Injection of grout Curtain	—	1,470,000	1,470,000	330,000

On the 14th May the sand embankment forming the temporary upstream cofferdam was blasted. In twenty minutes the sand was intensively washed out and in the next ten minutes the rise of water level in the canal pit exceeded 30 meters. As this stage the temporary sand cofferdam near the end of the downstream canal was also blasted. Few minutes later, both canals were completely flooded, a state of balance in water levels of river and diversion channel was reached, and the flow of the river was distributed between the canal and the small gap left in the dam. By the time of the river closure, the width of the gap was only 80 m. The length of the part of the dam to the right of the gap was 390 m, that to the left was only 50 m.

Work on filling the gap started immediately after flooding the canal and was completed after 62 hours of hard and continuous work. During this short time 74,750 m^3 of rockfill were dumped by 25-ton trucks from both sides of the gap. The rate of dumping reached a record of 1,980 m^3/hour and 31,280 m^3/day.

Table (1) shows a summary of the quantities of work executed until May 1964 and the maximum daily rates of each of these works.

PROGRESS OF WORK IN THE SECOND STAGE OF CONSTRUCTION (1964-1968)

This stage of works involves the completion of the main dam to its final profile, the completion of civil work in the power house the supply and erection of 6 generating units, switchgears and other electric installations as well as the construction of the electric-transmission networks from Aswan to Cairo and Lower Egypt. Installation and commisioning of the remaining 6 units will take place in 1969 and 1970.

In the period between the date of closing the river in May 1964 and the end of August 1967, the progress of work on the project included :

a) **The Dam**

1) filling and compaction by vibro-flotation of the dune sand layer under the main dam.

Table (1) — Quantities of work executed until May 1964

Work executed until 1964	Volume m^3	Maximum daily rate m^3
Excavation in open canals	10,687,000	23,000
Excavation in tunnels	614,000	3,800
Concrete for intake	93,000	800
Concrete lining of tunnels	279,700	2,160
Concrete for power station	247,300	1,600
Total concrete production	632,000	3,225
Dumping of rockfill under water	4,166,000	30,600
Sluicing of sand into rockfill piles by hydro-mechanisation	5,937,000	44,000
Transportation of sand to stock	6,171,800	11,400
Transportation of sand by railway	1,391,000	
Injection behind concrete lining of tunnels	57,100	
Grouting of rock	56,800	

The rockfill materials obtained from the open rock diversion canal were transported, screened and then dumped under water into the dam body by large self unloading barges of 250 and 500 tons loading capacity. Screened stones were obtained from especially designed screening plants. Dune sand was brought from the western bank and transported by a hydromechanization system to stock piles or dumped directly into the corresponding prisms of the channel dam. The hydromechanization system consists of sucking the sand from its borrow pits after mixing it with water pumped from the river and then transporting the sand paste under pressure to stock piles on left bank slope. From these stockpiles sand was mixed with water and the pulp obtained flowed again through pipes by gravity to fill in the cavities between the stones of the rockfill. The pipes were 800 mm diameter laid on pontoons and lowered to filling places under water to reduce segregation. Filling in the dry was carried out by the same pipes laid on the part of the rockfill above water level.

For filling the foundation layer under the main dam, dune sand was sluiced under water in layers of 15 m and then compacted by specially designed vibroloftation plants brought from the USSR for this purpose.

The part of the foundation directly under the core of the dam was filled by coarse sand brought from quarries at Shellal, a distance of 11 km by railway wagons. The coarse sand was first stockfilled on the right bank and then passed through special calssifiers where it was washed from fines before sluicing it into the river. No compaction was made for this coarse sand layer because it was decided to grout it with a mixture of cement and clay to act as the lower part of the impervious core.

RIVER CLOSURE AND DIVERSION OF THE FLOW

Celebrations marking the completion of an important stage of work on the project took place on the 14th of May, 1964. It was the stage of completely closing the river by the construction of the upstream cofferdam and diverting the total flow of water to the side canal.

Before the final closure of the river, the diversion canal and the spillway tunnels were ready to receive the flow. The first stage of concrete works on the intake structure, tunnels lining and power house were completed. Erection of the mechanical equipment at the intakes and exits of tunnels has provided full control on the discharges passing during the period of construction. Hoists for operating the control gates of the intake structure were mounted on temporary reinforced concrete trestles. At the power house three separating intersection walls and all the tailrace piers up to the designed level were built. This arrangement made it possible to proceed in the second stage with the civil constructional works of the spillway structure by closing and dewatering of any one of the separated sections by stop logs and allowing the flow to pass through the others.

In order to ensure easy blasting and wash out of the temporary cofferdam at the inlet of the upstream canal, a part on the downstream of this cofferdam was removed by blasting before flooding the canal with water. By a similar way the crest and a part of the temporary downstream cofferdam were demolished.

After evacuation of all construction equipment from the canal, flooding started by preliminarily filling water into the canal in small quantities to act as a water cushion that would dissipate the energy of the rushing flow when totally diverted into the canal.

For the transportation of the vast quantities of equipment and material required for the work, an access railroad of about 15 kilometers was constructed from the nearest existing railroad at Aswan to the High Dam construction site with sidings and platforms for loading and unloading heavy equipment and supplies. It was also used for the transportation of big quantities of coarse Shellal sand and sandy loam to the dam site. To give quick access to the construction site two long hard surfaced highways on both banks of the river as well as other branch roads have been carved through the mountains to link the site with Aswan. The total length of these roads exceeded 40 kilometers. Electric power was supplied from the old Aswan Dam hydroelectric power station by means of a 12 km transmission lines at 132 kv to both banks of the river. Two main transformer substations of a total capacity of 30,000 kva were also provided to step down the voltage to 6 kv. In order to provide accommodation for the construction force and the different administrative services, various centres consisting of more than 15000 rooms have been established near the site on both banks of the river. They were provided with all domestic facilities including water supply, drainage, electricity, air conditioning, clubs, medical centres and food provision centres.

Excavation of rocks in the open canal started in January 1960 and was completed in May 1964 with a total volume of 10,687 cubic meters progressing according to the following schedule :—

in	1960	155,090	m^3
	1961	2,394,084	"
	1962	3,837,845	"
	1963	3,739,681	"
Until May	1964	560,300	"
TOTAL :		10,687,000	m^3

The maximum recorded rate of rock excavation in the canal was 20,000 m^3 day.

Excavation of tunnels started in August 1961 and was completed in March, 1964. The total volume of excavation in all six tunnels reached 614,000 m^3 and the maximum rate of rock excavation per day reached 3,800m^3 Along their total length the spillway tunnels were lined with reinforced concrete that had a total volume of 279,000 m^3.

Work on the concrete intake structure began at the same time with the start of work on the main tunnels and on the excavation of the shafts leading to the control gate openings which regulate the flow through the lower inlets of the tunnels. By the time the river was closed, the intake structure reached a height of 68 m above the bed level of the canal.

The construction of the power house at the downstream end of the tunnels started on the 9th of January 1963, when President Nasser cast the first batch of concrete in the foundation. By the time the canal was flooded, the concrete works in the power station reached a height of 40.5 m above the foundation level.

The quantity of all the concrete work executed during the first stage including intake structure, power house and lining of tunnels reached a total volume of about 632,000 m^3. This big volume of concrete was executed in a short period of about one year with a maximum recorded rate of placement of 3000 m^3/day.

On the 9th of January 1963, President Nasser threw the first granite stone in the river, marking the strat of work on the dam body. The first stage works on the dam itself which was completed in 1964, included the construction of the upstream and downstream cofferdams as well as the sand foundation under the main dam, at a total volume of about 14 million m^3. At this stage the maximum rate of dumping rockfill reached 30,600 m^3/day and that of filling sand 44,000 m^3/day.

EMERGENCY SPILLWAY

On the western bank, an emergency spillway is now under construction to discharge the water of the reservoir should it exceed the maximum permissible level. It is located at a distance of 2 kilometers to the west of the dam on a natural depression which has a bottom surface sloping northwards to the river channel downstream of the dam. It consists of a spillway with openings along its whole length equipped with taintor gates 8 meters wide handled by 15 ton gantry cranes. The sill of the spillway is at a level of 178 m, with a length of 232 m. At full reservoir level of 183 m, it will be capable of passing 5000 m^3/sec.

POWER TRANSMISSION SCHEME

A transmission network is now under construction to transmit power from Aswan to all areas of potential use in the U.A.R. In addition to the main transmission lines from Aswan to Cairo, an interconnected transmission system with Lower Egypt, Alexandria and other places will be developed.

The electric power generated from the High Aswan power station will be transmitted by two 500 kv transmission lines towards Cairo and by eight 132 kv transmission lines to Aswan of which two lines will go to the existing Aswan Dam hydroelectric power station and six lines to the Fertilizer Plant. The 500 kv power lines for the transmission of about 1.5 million kW to Cairo will be the backbone of the entire electrical system in the U.A.R. They will consist of two separate circuits each of about 787 kilometers long and will have 3 step-down transformer substations in the zones of Naga-Hammadi, Samalut and Cairo.

The interconnected power transmission system will also involve the construction of about 250 kilometers of 220 kv lines, 500 kilometers of 132 kv lines, six 220 substations and six 132 kv substations, with relay protection and dispatching scheme for the transmission and distribution of the electric energy in all Upper Egypt and Lower Egypt.

The quantities of main materials involved in the construction of the power transmission scheme are estimated at :—

Concrete and reinforced concrete	118,000	m^3
Galvanized steel structures	44,000	tons
Steel reinforcements and castings	12,500	"
Conductors	31,400	"
Cables	500	"
Ground wires	1,900	"
Line fittings	2,640	"
Insulators	710,000	pieces

The program of work on the transmission system aims at completing one of the high voltage lines (500 kv) to Cairo, all branch lines (220/132 kv) and all the transformer substations near the end of 1967. In 1968, the remaining high voltage transmission line (500 kv) will be constructed. When the whole transmission scheme is completed in this year, it will be one of the best systems in the world as far as the technical level of power distribution is concerned.

THE FIRST STAGE WORKS (1960-1964)

The work on the project was officially inaugurated on the 9th January 1960, when President Gamal Abdel Nasser blasted the first sharge of dynamite that shattered about 20,000 tons of rocks in the diversion canal.

Before the official start of work in 1960, the main emphasis on construction was the preparation for the scheme. Because the construction site was remote from the centres of population and in an empty desert, preparation work started since 1956 and involved many diversified operations of considerable magnitude. After the inauguration there has been a constant direction of work to the dam site for speeding of progress on the permanent structures as well as completely finishing the preparatory works and site facilities.

liver water to every power unit and every spillway opening. From the point of branching the tunnels have rectangular cross sections 7.5 x 22 m with circular vaults. The adopted arrangement provides for the location of one turbine unit and one spillway opening having a taintor service gate at the end of each branch tunnel. Spillway openings measure 4.2 x 3 m and their taintor gates are operated by servomotors as well as by the downstream gantry crane. Hydraulic model tests have shown that no cavitation will develop under normal operating conditions of these gates. The absence of side grooves in the opening of this type of gate creates favourable conditions for high flow velocities.

Despite the fact that the range of heads on the power station varies within the limits 77 to 36 m, the operating range will be practically limited to heads from 70 to 54 m. Within these head variations, the Francis type turbines give very good performance. The design head of the turbine for best efficiency was specified to be 59 meters (gross head). On the light of laboratory researches connected with the design of turbine runners it tentatively determined that the power units will have the following parmeters :—

TURBINE

Capacity at net design head of 57.5 m	180,000 kw
Diameter of runner	6.3 m
Speed	100 r.p.m.
Weight of runner	150 tons
Weight of turbine with lining of casing & draft tube (including weight of runner	765 tons

GENERATOR

Capacity at design head	175,000 kw
Voltage	15.750 kv
Power factor	0.85
Rated Speed	100 r.p.m.
Runaway speed	220 r.p.m.
Weight of rotor	800 tons
Weight of generator (including rotor)	1600 tons

Setpup transformers are located in the upstream part of the power house at elevation 143 m. They raise the voltage of the generated power from 15.750 k.v. to 500 kv. There will be 12 transformers of this type each of 137.5 MVA connected to a double system of bus bars in the switching station placed at elevation 143 m by means of short head lines. Another group of 12 transformers to raise the voltage from 15.750 kv to 132 kv each of 90 MVA is connected to a single system of bus bars in another switch yard at the same elevation.

The power house has a machine hall 276 m long by 46 m wide. It accommodates two overhead travelling cranes of 450/100 tons as well as all the generating units and their accessories. An assembly bay 59.5 m long adjoins the first block of power station from the right bank side. The lifting capacity of the cranes has been determined by the necessity of handling an assembled rotor of 800 tons by two cranes and a traverser. The same cranes are used for unloading heavy equipment transported by barges to the dock of the assembly bay.

In case the turbines or taintor gates have to be put under repair, special maintenance bulkhead gates are produced at the downstream end of the power station. They consist of separate sections each having a height of 4.65 m and a span of 5 m and can be installed with the help of a lifting beam and a 75-ton crane.

The upstream part of the open canal, a canyon 60 m. deep, has a bed width of 250 meters at the entrance and passes through soft soil a distance of 520 meters then through solid granite rock a distance of 630 m. until it reaches the entrance to the control tunnels. The bed width in this part gradually decreases to 50 m. at a distance of 100 m. and remains the same for a distance of 250 m. from where it begins to diverge smoothly until it becomes 230 m. at the tunnels entrance. The bed level of the upstream canal is 90 m. at the inlet and slopes down to 85.65 m. at the tunnels entrance. The side slopes in the rock part of the canal are made 5 : 1 with berms at a level of 133 m.

The downstream part of the open canal is 485 m. long. Its width at the downstream end of the tunnels' part is 278.5 m and decreases gradually to 110 m at bottom level 98 m. At the bed level of 85.5 m. the canal width decreases gradually to 40 m. near the exit.

The total volume of excavation in the upstream and downstream open canals was 9.231 million m³ of solid rock and 1.257 million m³ of soft materials. Excavation in rock was effected by drilling while using percussion and rotary boring machines. After blasting the boreholes the rocks were excavated by 4 cu.m. electmric shovels and transported by 25 ton dump trucks.

Through the solid granite rock between the open canals, six spillway tunnels of 15 m. inner diameter were driven and lined with reinforced concrete. The length of the tunnel part of the diversion channel is 259 m. The distance between the tunnels is 40.2 m at their entrance and 46.0 m at the ends. To create approaches for excavating the upper benches of these tunnels, a transport tunnel 605 m long was driven to intercept their paths. Its width was 7.5 m thus allowing for two-way traffic of the .5-ton trucks which were used for the removal of rocks from the main tunnels. The total volume of rock excavation in tunnels was 715,000 m³ and the volume of the reinforced concrete lining was 370,000 m³. Consolidation of the tunnels' rock by cement grouting was carried out to a depth of 7 m beyond the concrete lining.

Each tunnel is provided with two entrances : the lower temporary entrance is level with the canal bed, the upper is higher by 38 m. Inclined tunnels connect the upper entrances to the lower horizontal tunnel sections. The lower entrances were only used to regulate the flow of the river during the period of construction when the reservoir levels were low. They are now completely plugged with concrete and water discharges are passing through the permanent upper entrances.

The inlet portals of the tunnels are so designed as to provide for the installation of emergency gates for quick opening and closure of tunnels. They are also provided with maintenance bulkhead gates and trash rocks. Each tunnel has two intake openings 5 m wide by 20 m high to be closed by the gates which are equipped with rolling friction bearings resting on the steel lining of the gate slots. Each gate consists of six 3.5 high sections. For the quick operation of these gates, electrically driven hoists of 300 ton lifting capacity are installed. Only two sets of maintenance bulkhead gates are provided for closure of the tunnel inlets. They are installed by the help of a crane of 125 ton lifting capacity on top of the intake structure at elevation 184.00 m. Trash racks are installed to cover the openings of the water inlets of tunnels having 10 m width and 35 m height. They are served by the same 125 ton crane. The total volume of concrete used in the construction of the intake was 160,000 m³.

At the downstream end of the spillway tunnels a 12 unit 2.1 million kw power plant is under construction. For connection with power units, the tunnels have transition sections. Within the transition part, each of the six tunnels branches into two tunnels to de-

body of compacted sand of a triangular section which acts as a transition layer from the core to the parts of rockfill and rockfill sluiced with sand downstream of the core. It also intercepts the seepage flow in the contact area between the clay core and the grout curtain. The downstream part of the main dam consisting of rockfill sluiced with sand takes part in damping the filtration head and preventing inadmissible filtration in the dam body and its foundations. In the river bed below the central part of the main dam, a vertical grout curtain descends into the pervious strata to a depth of about 210 meters below bed level until it strikes natural bed rock.

The downstream cofferdam which was completed in 1964 consists of a pervious layer of sand to serve as filter that dissipates water pressure in the foundation. In this part vertical relief boreholes are drilled down to the pervious strata of the river bed to provide regular dissipation of water resources.

PARTICULARS OF THE DESIGN

Aswan High Dam is unique in a number of particulars, not the least of which is that its cofferdams, which are actually the heel and toe of the dam itself, had to be built in water at least 30 meters deep. They stand in the reservoir of the old Aswan Dam, the famous masonry structure 7 kilometers downstream, that was built in 1902 and to which a 350,000 kw hydro-plant was added in 1960.

Other unusual aspects of Aswan High Dam include the following seven points :—

1. The use of dune sand as a major component (about 30°/ₒ of the volume) and its compaction under water by vibration.
2. A grout curtain injected into the foundation materials to the unprecedented depth of 210 meters below river bed.
3. An extension of the base of the compacted clay core upstream to the face of the dam in the form of a horizontal internal blanket 4 to 7 meters thick with the objective of affording additional protection against seepage.
4. The incorporation within the impervious clay core of three horse-shoe-shaped concrete galleries about 5 meters high for use in grouting and subsequent inspection.
5. Construction on the right bank of a diversion canal with the record breaching discharge capacity of 11,000 m^3/sec (the maximum Nile flood) and affording from its 10 million cubic meters of excavation a major part of the granite rock, required for the shell of the dam.
6. The deposition in deep water of nearly one quarter of the ultimate volume of the dam.
7. For the first time anywhere in the world (considering the tremendous head) the power plant has been combined with sluice gates to allow for water regulation thus dispensing with a separate spillway structure for the project.

THE DIVERSION CHANNEL AND HYDROPLANT

The diversion channel was excavated in the granite rock forming the eastern bank of the river. Its upstream and downstream parts are open canals. In the part where the channel crosses the main dam the virgin plug was left, in which six control tunnels were driven and provided with control gates.

The diversion channel begins at the entrance of a natural ravine on the east bank some 200 meters south of the upstream toe of the dam and ends at a distance of about 180 meters to the north of the downstream toe of the dam.

DESIGN OF THE DAM

Technical assistance provided by the USSR permitted a full study of the design proposals for the dam put forward by a board of international consultants. Through this assistance, the design section in Moscow of the Institute of Hydroproject has been able to submit a final design for the High Dam Project. The greatest difficulty to be overcome was that the dam had to be built on a pervious foundation on the floor of the lake of the old Aswan Dam where the depth of water normally exceeded 35 meters and where in flood time when the old reservoir was empty and the water was not deep, big flood velocities did not allow placement of materials. The selection of the rockfill type of construction for the dam in preference to an earth or concrete dam, was dictated by these natural features of the site as well as the foundation conditions and the availability of suitable quarryable materials in the vicinity of the dam site.

The general design of the High Dam follows conventional practices of designing rockfill dams. It has an impervious core, a vertical grout curtain into the river bed and a horizontal upstream impervious blanket connected to the central core. Such design would meet in the best way all the requirements with regard to protection of the dam against seepage, the dynamic stability of the dam, as well as the methods of its construction and provision with local building materials.

The dam consists of three main parts : the upstream cofferdam, the downstream cofferdam and the main dam which rises between the two cofferdams. The upstream cofferdam which has been completed in 1964 serves to divert the flow of the river into the side diversion canal while the main dam is going up. The downstream cofferdam which was also completed in 1964 serves to prevent the water from the diversion canal exist into the main dam site.

In itself, the upstream cofferdam is a storage dam 50 meters high above the river bed and 550 meters long. It has its core built up of rockfill with a wedge shaped body of dune sand on its upstream side. Rockfill of stone above 15 centimeters was dumped under water in the old Aswan Reservoir and and the cavities between the stones were sluiced with dune sand applied through pipes in the form of pulp. Through this cofferdam of rock-sand body, infiltration is so reduced that, when the head of water is applied at its upstream side, no washing away of sands of the river bed underneath the cofferdam will occur. The upstream wedge shaped body of dune sand was filled by a hydromechanised system and its upstream slope strengthened with rockfill to prevent sliding. This dune sand body functions as a surcharge to improve the stability of the cofferdam and as a reserve to fill the pores of the rock-sand body when seepage flows consolidate additionally the sluiced sand. Since the time when the upstream cofferdam was completed in 1964, it was capable of storing about 8,000 million cubic meters of extra water for use in agricultural development.

The main dam is now under construction between the upstream and downstream cofferdams. The whole extent of its foundation is covered with a layer of dune sand of about 25 meters deep. This layer of sand which forms a part of the body of the main dam was compacted under water by the use of internal deep vibrators operated from two floating barges. Compaction by this method proved succeceful and more economical than the method of compaction by blasting. The rockfill above the dune sand layer has a central core of impervious clay material brought from quarries on the west bank near the dam site. The clay core is provided with three concrete inspection galleries equipped with a system of instruments for seepage inspection, measurement of stresses, deflections and for carrying out the necessary maintenance works of the grout curtain. Downstream of the central core there is a

All above mentioned investigations have proved that the topographic and geologic conditions at the selected dam site lend themselves well to the construction of a very safe high dam of the rock-fill type,

However, another potential site for the construction of the High Dam was also thought of. This site is located at Kalabsha at about 50 kilometers upstream of the selected site for the High Dam where the stream channel is much narrower. But the Kalabsha site proved to have many disadvantages. The terrain on both sides of the valley is so low that the crest of the dam must have a length of 20 kilometers. Within the river, the depth of water exceeds the corresponding depth at the selected site by 15 to 20 meters and at the same time the velocity of water is much greater, which means more difficult conditions for the construction of the dam. Furthermore no deposit of impervious materials for the construction of the core of the dam has been found except that near the selected site. This deposit area lies at 50 kilometers north of Kalabsha and would call for important investment in supplementary lines of communications and power transmission lines. Finally the construction of the dam at Kalabsha site would have reduced the capacity of the reservoir by some 12,000 million cubic meters which represents 7,5°/₀ of its total capacity.

EXPLORATION OF THE BORROWED CONSTRUCTION MATERIALS

The exploration made for local materials in the vicinity of the dam site showed that there are enough quantities of all materials required for the construction of rockfill dam with a central clay core. Borrow pits were made to explore a suitable material for the impervious core of the dam and it was found that it can be made of the Aswan clay. Large deposits of this clay exist in the Nubian sandstone forming the west bank of the river near the dam site.

The granite rock material obtained from the open rock diversion channel was used for the construction of the rockfill part of the dam. Additional quantities of stones for the rockfill part were obtained from other granite quarries near the dam site on banks of the river.

Dune sand for filling the lower parts of the dam was available in unlimited quantities from vast quarries on the west bank. Full adequate coarse grained filter materials were obtained by a process of crushing and screening from the tunnel muck.

Coarse sand required for filling the part of the dam below the clay core and for concrete works was brought from Shellal which lies about 10 kilometeres to the north of the dam. It was transported to the construction site by railway where it was stockpiled then reloaded and brought to the body of the dam by dump trucks or by a hydro-mechanised system.

All materials of construction have been tested in the laboratory and gave satisfactory results. The clay material taken from the west bank quarries has a low coefficient of permeability ranging between 3×10^{-5} to 5×10^{-7}, thus proving to be suitable as an impervious material.

A summary of the quantities of borrowed materials involved in the construction of the High Dam project is approximately as follows :—

Rockfill	22,529,000 m^3
Sand	14,355,000 m
Aswan clay	3,443,000 m^3
Concrete (dam & power house)	1,442,000 m^3
Volume of the grout curtain	1,800,000 m^3
TOTAL	43,569,000 m^3

The Sudan and the UAR have also agreed to share equally the costs and benefits of any water conservation schemes in the Southern Sudan which they might undertake jointly, and to set up a joint technical authority to coordinate the irrigation policies of the two countries. Further allocation of water to a third state has to be supplied equally from the Sudan and the UAR.

DESCRIPTION OF THE PROJECT

The key to the shceme is a rockfill dam on the river Nile at Aswan some 111 meters in height from river bed to the roadway that crosses the top. The width of the river at the dam site is 550 meters from bank to bank but the crest of the dam will extend some 3600 meters. From heel to toe at river bed, the dam measures 980 meters. At crest level, the roadway is 40 meters wide. With a volume of materials of 43 million cubic meters, it will be the world's second largest rockfill dam after Nurek in the USSR.

On the right bank a diversion canal was cut through the solid granite rock. Where the canal crosses the line of the dam, the native rock was left in place and six tunnels of 15 meters inner diameter were excavated, lined with concrete and provided with iron gates to control the flow. At the downstream and of the diversion tunnels a 12 unit, 2.1 million kw power plant installation is now under construction and will soon generate electric energy for distribution in all parts from Aswan to Cairo and Lower Egypt with as much as double the power now stated for use in the United Arab Republic. The arrangement for diversion and power in itself is a formidable job which has required the excavation of some 10 million cubic meters of solid granite rock and placing of about one million cubic meters of concrete. The diversion channel has a potential water discharge capacity of 11,000 cubic meters per second, exceeding that of any other canal in the world.

SELECTION OF THE DAM SITE

A number of alternatives for the High Dam site has been carefully studied before the site at about 7 kilometers upstream of the old Aswan Dam was finally chosen. This site has proved to be the most convenient for the High Dam. It has the advantage that both its banks rise steeply from the river bed so that a dam of only moderate length would be required and, at the same time, has a very deep and wide valley on the upstream, affording an excellent storage capacity.

An extreme program of subsoil exploitation including drilling of a large number of boreholes of vertical and inclined directions was carried out in the eastern and western banks of the river. Core samples were obtained from the boreholes and permeability tests were performed at different depths to explore the underground conditions at the dam site and to know to what extent the rock is permeable.

In the river channel it has been believed that the bed consists also of rock, but when subsoil explorations were carried out the boreholes in the river bed went very deep into numerous sedimentary deposits before striking sound rock. At the centre of the river borings went about 210 meters below the bed before striking sound granite.

As a result of the grain size analysis of the samples extracted from the boreholes, the upper stratum of the over burden was found to consist mainly of coarse sand and fine medium gravel. On top of this upper stratum near the west bank of the river, there is a fine-medium sand overburden of a trapezoidal form section. At depths below 55 meters below bed level, the overburden becomes practically coarse, consisting of medium and fine gravel which in parts contains but a small sand ratio. The lower stratum below a depth of 130 m. consists not only of loose sand and gravel, but there also exist silt, clay lenses and petrified sand layers. This deep stratum is of a very low permeability.

During the last one hundred years, much has been done to ensure conservation of the Nile waters for irrigation purposes, but before the construction of the High Dam, a large amount of each annual flood was still flowing to waste into the sea. The quantities passing to the sea were, however, very variable, being so little in a low year, and as much as 100,000 million cubic meters in the highest. In the average about 32,000 million m^3 were flowing to waste into the sea every year.

In 1902, the old Aswan Dam was built to store some of the excess water in flood to supplement the flow of the Nile in the following low stage. Further progress in the development of land reclamation called for additional storage capacity for irrigation during the season of storage. This was achieved by twice heightening the old Aswan Dam in 1912 and 1933 thus increasing its capacity from 1,000 to 5,000 million m^3 and by building a new dam at Gebel Awlia near Khartoum in 1937 to store 2,000 million m^3 of water. However, the annual storage of water provided by these two small reservoirs was limited and restricted to part of the comparatively unsilty water at a certain stage of the falling river, to use it in the same year when the river was at its lowest. In some low years, it was not possible to fill these reservoirs with the result that irrigation requirements could not be fulfilled.

Henceforth came the idea of constructing a High Dam at Aswan with a large reservoir capacity to store all flood waters and at the same time allow for silt accumulation and for flood protection. The reservoir gross capacity is 164,000 million cubic meters or about six times the capacity of the Hoover Dam's Lake Mead in America and a little less than the capacity provided by the Bratsk Dam in Siberia which is at present the largest man-made lake in the world.

The lake created by the High Aswan Dam extends to the south a distance of 350 kilometers into the United Arab Republic territory and approximately 150 kilometers into the Sudan. In places the lake has a width of up to 25 kilometers but it is considerably narrower at the south. At full storage it covers an area of about 5600 kilometers.

The function of the lake is to equalise the flow of the Nile and provide regulation for a guaranteed draft of water every year equal approximately to the mean natural flow of the river which has actually arrived during the years of the present century. (84,000 mlilion m^3/year)

THE NILE WATERS AGREEMENT

The outstanding question of distributing the waters of the Nile after the development of the High Dam Project was solved by the new agreement reached on the 8th November, 1959 between the United Arab Republic and her sister country The Sudan. This Agreement supersedes the Anglo-Egyptian agreement of 1929 under which the Sudan acquired rights to 4,000 million cubic meters annually of Nile waters and Egypt 48,000 million cubic meters leaving a mean of an unutilised surplus of 32,000 million cubic meters annually at Aswan.

After the completion of the High Dam, a net benefit of 22,000 million cubic meters would only be left as the annual losses from evaporation and seepage at the new reservoir are estimated at 10,000 million m^3. The new agreement gives the Sudan the right to 14,500 million m^3 of the benefit making its new share 18,500 million m^3 and gives the UAR the right to 7,500 million m^3 making its share 55,500 million m^3.

As a compensation for the region which will be affected by the new lake in the Sudan, the UAR has paid the equivalent of 15 million pounds in Sterling.

THE HIGH ASWAN DAM PROJECT
REACHING ITS LAST YEAR OF CONSTRUCTION[1]

INTRODUCTION

In Egypt where there is virtually no rainfall, the waters of the river Nile have been always the basic requirement for the national prosperity. Before the construction of the High Dam, the available water supply from the river was insufficient to support a fast growing population accompanied by a modest increase in the standard of living.

Egypt's best statistics have shown that its population will double again before the year two thousand after it had nearly doubled during the last fifty years. In order to provide a higher per capita income for those living today, and to meet the expected population growth, every effort is exerted to control and exploit to the maximum, Egypt's natural resources. Water and energy are perhaps the most basic and important of all needs. Water is basic need for growing food and fibre for daily sustenance and use, whereas forces of energy to supplement the labour of man are essential for industrial and economic growth and expansion.

The only way for a complete exploitation of the Nile water resources was found in the use of over year storage by building up a reservoir at Aswan large enough to completely contain and harness the floods, converting its raging waters into peaceful irrigation streams after first extracting their energy for power production. Such a reservoir would use every drop of the Nile waters effectively for Egypt's thirsty agriculture and despeately needed industry.

HYDROLOGY OF THE RIVER NILE

The seasonal character of the tropical rainfall from which the Nile River derives its supplies causes a great variation of the state of the river between flood and low stages both in level and quantity. During flood period the discharge of water is far in excess of the actual requirements of irrigation and has to be allowed to go to waste into the sea. Very high and dangerous floods have occurred in the past. Besides the heavy damage to crop and prosperity, they often caused untold suffering and destruction. On the other hand, the discharge of the Nile is low in summer time (February to July) and by no means adequate for the irrigation requirements.

Before the construction of the High Aswan Dam, the water requirements for the cultivated areas in both Egypt and the Sudan were 52000 million cubic meters whereas the annual supply of the river is sometimes as low as 42,000 million cubic meters as it happened in the year 1913-1914 or as high as 151,000 million cubic meters as it happened in the year 1878-1879. During the low season, however, when the irrigation requirements were some 22,000 million cubic meters, the seasonal supply of the river had actually dropped to 7,000 million cubic meters in 1914 and reached a high limit of 36,000 million in 1879. These two contrasting cases explained the extent of the importance of these variations so far as irrigation rquirements are concerned and necessitated a sound and urgent solution of the problem.

(1) Report issued by the Ministry of the High Dam in September, 1967.

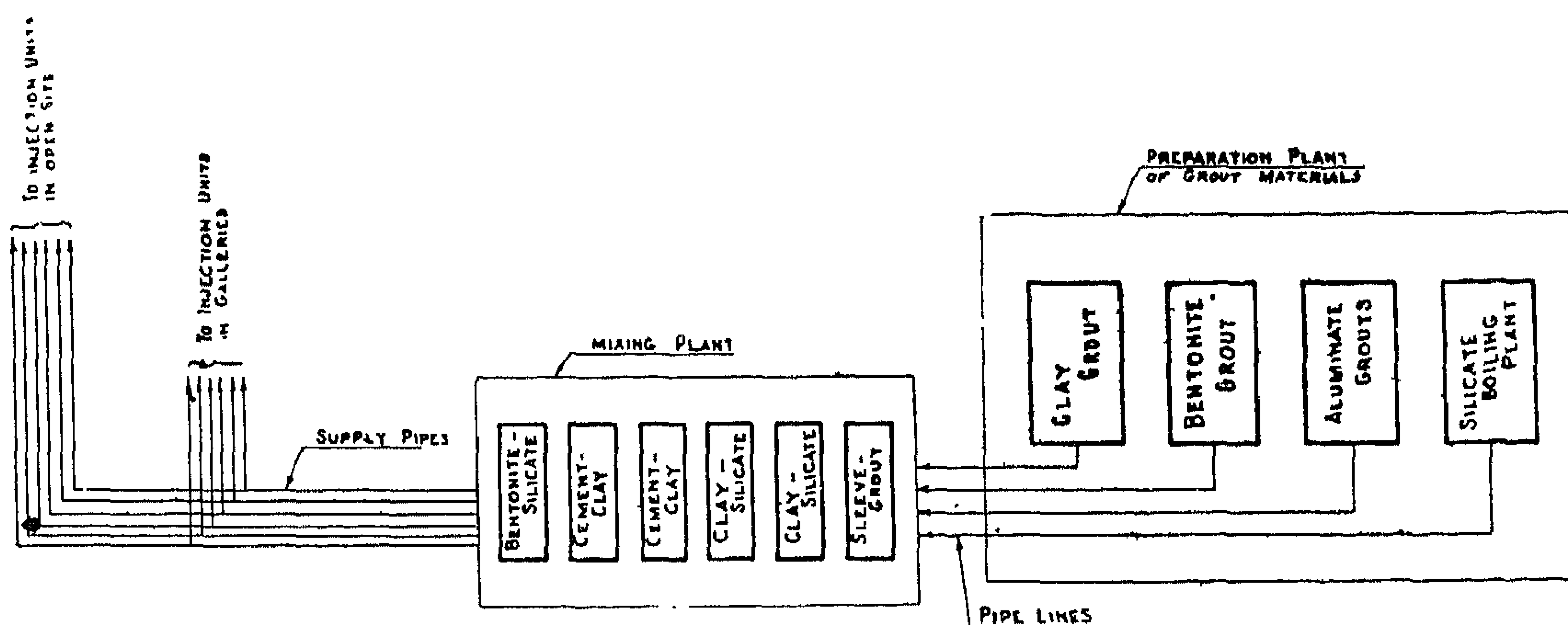


Fig. 8
The scheme of preparing, mixing and pumping the grouts to points or use.

4. Pumping station for pumping the mixture to the secondary mixing plant.

The unit for preparing the sodium aluminate solution consists of three parts :

1. Store for keeping caustic soda and another store for aluminate hydroxide.
2. Two mixers equipped with two steam coils.
3. Tank of 8 m^3 capacity.
4. Batching pump.

B. — MIXING PLANT.

The mixing and pumping plant, which is located near the downstream toe of the dam on the right bank and fed by the main preparation plant, does not cover as large an area as the main plant, but it has a greater concentration of equipment to combine the clay and bentonite slurries with the desired admixtures and pump the resultant grouts out on the dam to the points of use (Fig. 7).

This processing plant prepares the following admixtures :

1. Cement--clay grouts obtained by mixing the clay slurry with an additional quantity of water and dry cement.
2. Clay-silicate grouts obtained by mixing the clay slurry with glass water.
3. "Sleeve" grout for filling around the injection pipes, obtained by mixing the clay slurry with water and dry cement.

To facilitate the remote control over the mixing process the mixers are divided into six groups : one for mixing the grouts on bentonite basis, two for mixing cement-clay grouts, two for silicate-clay grouts and one for preparing the thick "Sleeve" grout. All groups are connected to the respective pipelines originating from the preparation plant and the water mains. The two groups of mixing cement-clay grouts are also connected to a cement batching screw conveyor.

ooOoo

4. Secondary crushing installation to reduce the size of the clay particles to less than 1 mm.

5. The water-clay mixing installation which prepares the clay in solution and pumps it to the dispersing unit under pressures of up to 3 atmospheres.

6. The unit of preparation of sodium Hexametaphosphate solution.

7. The grout dispersing unit consisting of seven high speed mixers connected in series for disintegrating the clay particles and pumping the mixture under pressure of 3 atm. to the purification plant.

8. The hydro separator consisting of a hydrocyclon installation and a vibrating screen to allow for purifying the clay grout from particles over 100 microns.

9. An accumulating tank having a capacity of 225 cubic meters.

The unit for preparing the sodium silicate solution includes the following main parts :

1. Outdoor storage yard where the silicate lumps are dumped and then carried to the washing sections by bulldozers where they are washed by water jets.

2. The silicate boiling shop consisting of 8 rotating autoclaves where the lumps are processed with superheated steam under a pressure of 3 to 6 atm. The steam is supplied from a boiler house at the rate of 7.5 tons of steam per hour.

3. The accumulating unit consisting of 12 steel cylinders of storing capacity 180 tons of glass water.

4. The preparation unit where the glass water is diluted with water to reduce its specific gravity from 1.38 to 1.19. It consists of 4 vertical mixers and a tank.

The unit for preparing the bentonite has two sections. The first for the preparation of the flushing grout for use in drilling operations, the second for producing bentonite grouts with particles mostly below 0.25 mm diam. for injection operations. The section for preparing the flushing grout for drilling works consists of the following main parts :

1. The unit for unpacking the bentonite and mixing it with water, consisting of two tanks and a mixing device.

2. The unit of dispersing the bentonite solution, consisting of 4 high speed mixers and a pump.

3. The unit of storing the bentonite grout consisting of a tank and two pumps to deliver the grout to the site of the boreholes.

The section of preparing the fine bentonite grout for injection work consists of the following installations:

1. Mixing facilities having 4 hydraulic mixtures to mix the bentonite with water, disperse the mixture and separate it from particles over 30-40 microns.

2. Additional purification installation consisting of a pump and a battery of hydrocyclons to separate the mixture from particles over 10 microns.

3. A unit for mixing the bentonite solution with sodium hexametaphosphate similar to that of mixing the clay grout with hexametaphosphate.

Fine and very fine sands of layer (A) as well as a considerable amount of medium sand in layer B_1 have the design grain size diameter D_{10} less than 0.2-0.25 mm. For these layers grouts of more penetrative capacity were applied. For the initial grouting into these sands bentonite-silicate grouts were used. They possess high fluidity and adequate strength, and unlike pure silicate grouts they do not shrink. The bentonite has been chosen as a reinforcing agent to the silicate because it has the smallest grains and is able to swell.

For the secondary or repeated grouting in these fine and medium sands pure silicate grout was used. The silicate grout in this case did not affect the durability of the curtain due to possible shrinkage or low strength because it only fills the fine voids. The strength of the bentonite-silicate and silicate grouts exceeds 0.1 to 0.2 kgs/cm². Sodium alluminate was added to both silicate grouts to act as a hardener.

PREPARATION OF GROUTING MIXTURES

To prepare all the grouting mixtures and have them ready in the quantities and times when needed, two big plants were assembled near the dam. One of them for doing the basic preparation of the grout materials and storing them in tanks. The other, which is fed by the first plant, did some final mixing and then pumping the grouts to points of use.

A. — PREPARATION PLANT.

The preparation plant of the grout materials is located on top of the right blank (Fig. 7) where rail delivery facilities are available. It covers about an acre of land and contains four production units — one for clay, one for bentonite and one each for sodium silicate and sodium aluminate. The plant is provided with an automatic control system to ensure a high productivity of the processed materials.

The unit for processing the clay material includes two independent technological lines each consisting of the following parts :

1. Outdoor storage yard.
2. Receiving bin equipped with a screen to separate clay lumps over 30 cm diam.
3. Primary crushing installation for crushing the clay to particles below 2 cm diam.

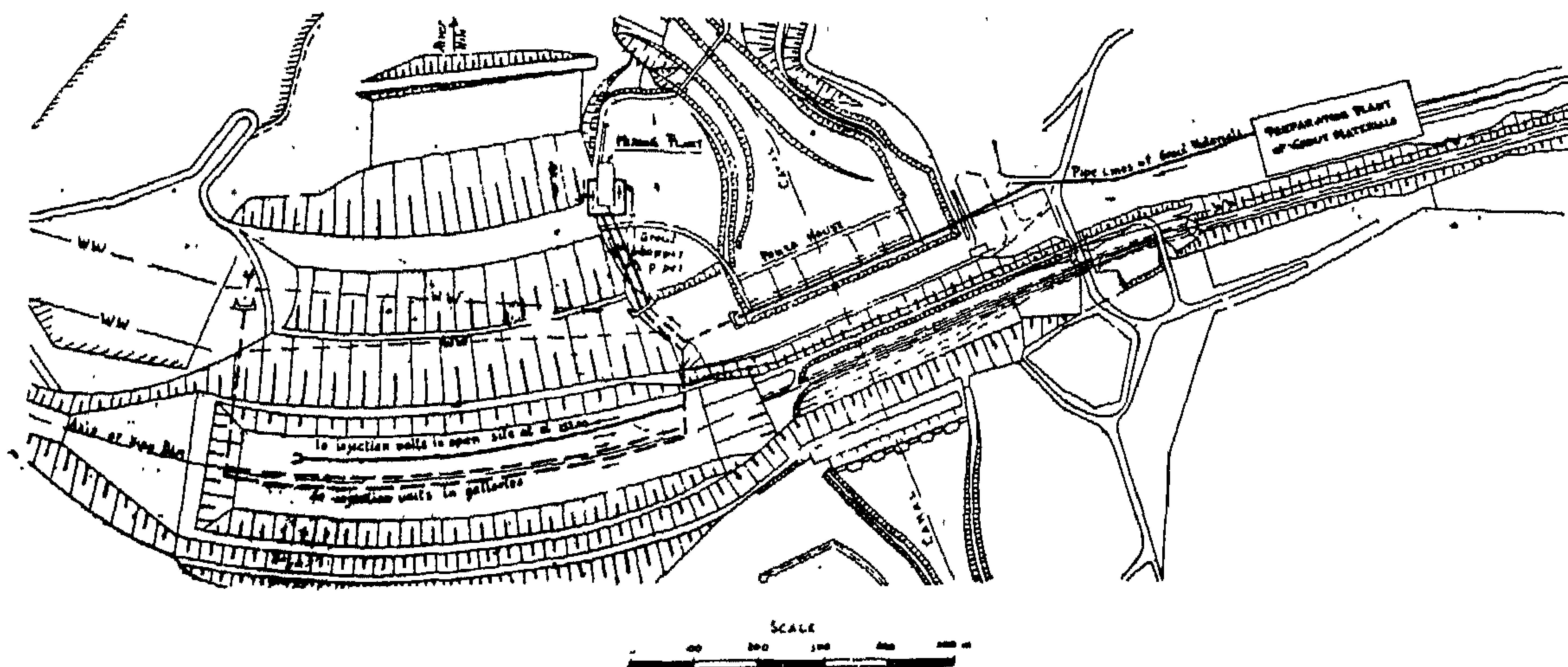


Fig. 7
Plan of the dam area showing location of the preparation and mixing plants for the grouts and layout of the main pipe lines

tive grain size D_{10} over 0.3 mm., i.e., in most parts of sediment layers B_2 , C, D, and in the layer of coarse sand filling under the clay core. For layer B_1 and lenses of medium sands in other layers of bed materials, super fine Portland cement was used for grouting. It has a compressive strength of 281 kg/cm^2 after 7 days and ensures penetration into sands having D_{10} = 0.2 to 0.24 mm. About 40 °/。 of the total quantity of cement used for grouting works was of the super fine grade.

The bentonite was supplied in bags of dry powder from the U.S.S.R. It has the following main characteristics :

Plasticity index	about 150
Contents of grains of size below 5 microns	75 °/。
Contents of grains of size below 1 micron	65 °/。
Contents of grains of size over 50 microns	6.5 °/。

Due to the pollution of the bentonite with grains of large size, it was purified by means of hydrocyclons. With such properties, the bentonite can penetrate successfully into alluvials having an effective grain size of D_{10} = 0.7 to 0.08 mm.

Sodium silicate lumps were supplied in blocks and were treated at high temperatures to obtain liquid of glass for the preparation of silicate grouts.

Sodium aluminate was adopted as a coagulant hardener agent for the silicate grouts, To prepare one ton of this material, 457 kg. of Caustic Soda (NaOH) and 543 kg. of aluminium hydroxide Al OH_3 were synthesized.

The construction of the curtain in the sediments of the river bed required the use of at least two types of grout mixtures :

— Coarse and strong grout to fill the comparatively large voids of the coarse sediments during the initial grouting of the outer rows.

— Fine penetracting grout to fill the small voids of the fine sands and for the second stage of grouting the inner rows.

The alluvials within the area of the grout curtain were classified according to their effective grain size D_{10} which was considered as an indirect index of the soil voids, into the following 5 grades (Fig. 6) :

1. Fine soils having D_{10} = 0.07 to 0.14 mm. (layer A)
2. Fine soils having D_{10} = 0.14 to 0.21 mm. (layer B)
3. Coarse soils having D_{10} = 0.21 to 0.30 mm. (layer B)
4. Coarse soils having D_{10} = 0.30 to 0.55 mm. (layer D)
5. Coarse soils having D_{10} = 0.55 to 0.85 mm. (layer C)

For the coarse materials of layers B_2 , D and C which have the design grain size D_{10} above 0.2-0.25, the following grouts were used :

— Cement clay grout for the initial grouting,

— Clay grout for the second stage grouting.

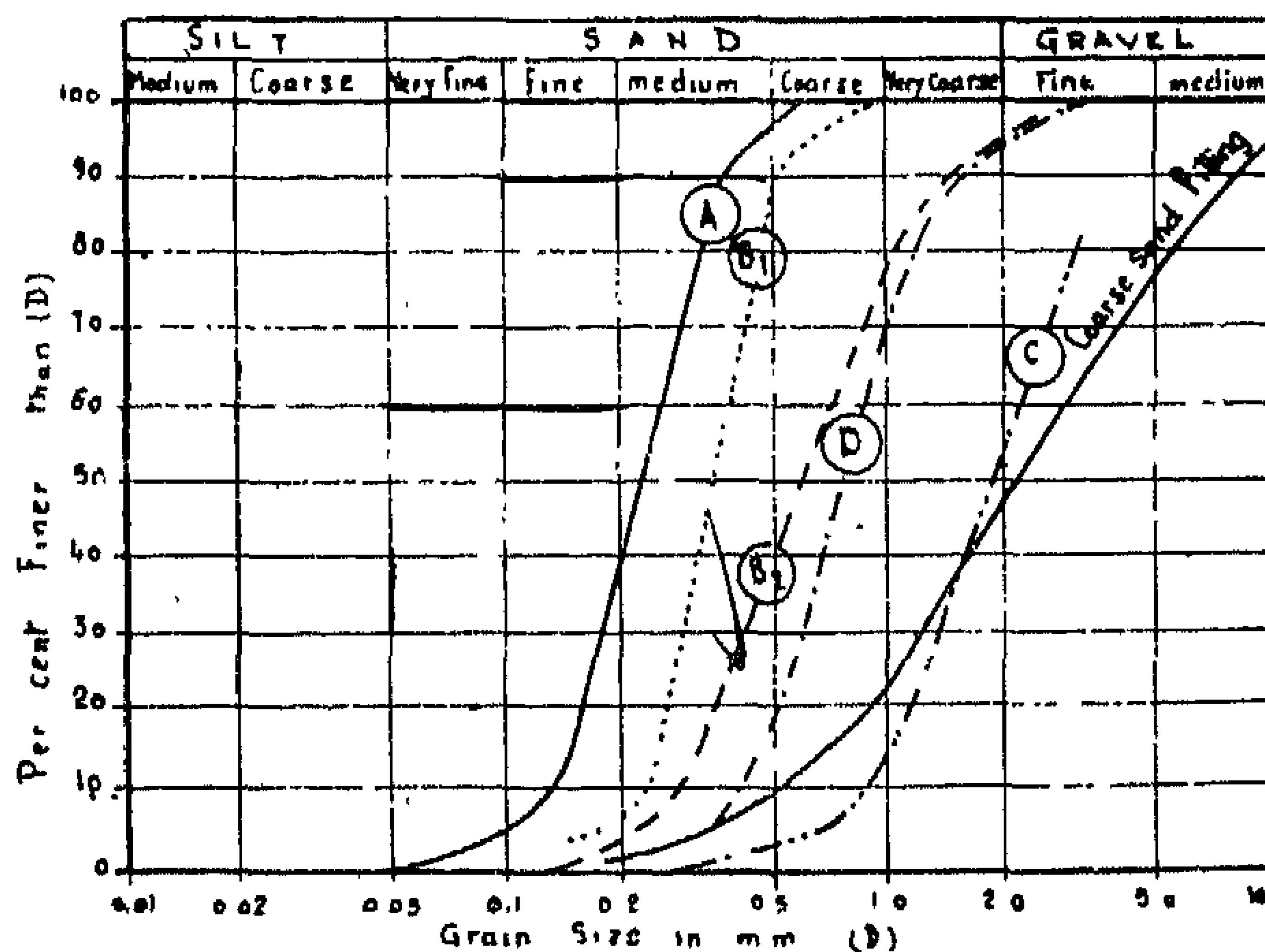


Fig. 6

Grain size distribution of the alluvials within the area of the grout curtain

The mean injection pressure during grouting operations was about 30 atmospheres. The highest admissible pressure was 60 atmospheres which corresponds to the maximum capacity of the pumping equipment, The applied pressures, however, depend on the nature of the voids in the soil to be treated with grout, the consumption of grout during injection and the composition of the grout admixture. The rule was that the pressures applied must be as high as to guarantee the consolidation of the soil to the required limit by the use of the appropriate grouts, but at the same time they must not exceed the value which may cause soil fracture or upheavals.

The injection of the grout into a given interval of the borehole was stopped in the following cases :

1. If the required quantity of grout was already injected.
2. If the pressure on the pump was raised to the maximum allowable of 60 atmospheres.
3. If the grout was going out on the surface or in the neighbouring boreholes.

Grouting operations were carried out in certain priorities, first in the outer rows of boreholes, and then in the inner closing holes In every row boreholes at 10 m. spacing were first grouted and then brought together to 5 meters spacing. Depending on the injection pressure and grout consumption, which are indications, of soil saturation with grout, grouting was sometimes repeated with grouts of different composition and viscosity.

GROUT ADMIXTURES

The principal function of the grout admixtures is to plug the voids in the layers of alluvials within the space located beneath the core of the dam. The consolidated soil in the body of the curtain by this method, not only attains practical impermeability, but also adds plastic properties to the soil which allow it to deform without destruction under the load of the dam.

As far as possible, it was desired to make use of local materials for the grout admixtures. Following the studies made at the laboratory,local Aswan clay was adopted as a basic material for treating coarse alluvials. Locally manufactured Portland cement and super fine Portland cement were used in various proportions for clay cement grouts. Other grout materials which were used for the treatment of fine alluvials and for the second stage of grouting are bentonite, silicate and aluminates. Sodium hexametaphosphate was added to clay and bentonite as a dispersing agent to ensure disintegration of their particles and to reduce the viscosity of the grouts. Bentonite, silicate lumps, sodium aluminate and hexmetaphosphate used in the grouting operations were all imported to Aswan from the U.S.S.R.

Aswan clay was excavated from the clay deposits near Aswan and transported by railway a distance of 13 kilometers to the dam stite. Excavation was done by the open method with small overburden removing. The quantity of grains of size below I micron in the Aswan clay is 23 °/。 and that below 5 microns is 58°/。. In its natural state it is dry with a moisture content not exceeding 3 °/。. It was delivered to the site in lumps. The method adopted for clay disintegration at site was by crushing and grinding.

The normal Portland cement manufactured in the U.A.R. has a compressive strength of 239 kg/cm^2 after 7 days. As to its fineness, its contents of grains over 200 microns. equals 0.76% and over 100 microns 7.62% The use of cement with such fineness is possible for injection in alluvials having effec-

one-way valve. After lowering the steel pipe with the rubber sleeves into the borehole, the annular space left between it and the soil forming the inside surface of the borehole is filled with a clay cement mixture, known as the "sleeve grout". Injection is then made through the pipe by lowering into it a smaller diameter injection pipe, fitted with two opposed U-packers a few inches apart, which can be centred over anyone of the rings of injection holes. When injection starts the pressure rises until the grout raises the rubber sleeve valve, ruptures the sleeve grout and escapes through the small holes to penetrate the soil. The rubber valves prevent any short circuiting of the grout back into the pipe.

The "sleeve grout" is based on cement and clay. It has an important influence on the proper functioning of the injection : its role is to prevent all vertical movement of grout along the length of the borehole while permiting horizontal movement through fissures It possesses the following certain well defined properties :

1. Not subject to shrinkage to avoid any parting of the pipe with the rubber sleeve.
2. It has a mechanical strength of about 20-30 kgs/cm which is sufficiently high to avoid destruction during the grouting operations.
3. As the same time, it has a mechanical strength sufficiently low to ensure its burst at a suitable pressure at the required injection levels.

The great advantage of this method of grouting is that the pipe with sleeves, once in place, can be used time after time with a whole range of different grouts, and in this way the coarser beds can first be treated, and the finer ones later from the same hole. Moreover, if necessary, grouting can be resumed in any hole after the lapse of any length of time.

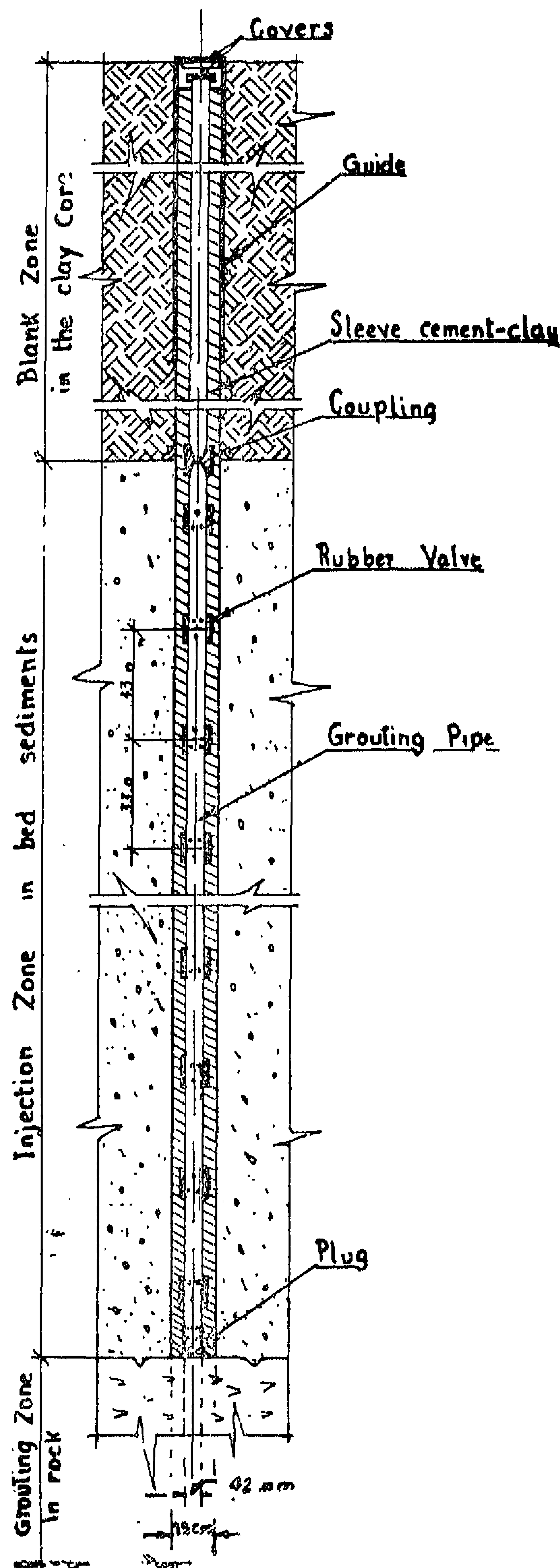


Fig. 5
The injection pipe with rubber sleeves (tube a manchette).

the upstream blanket, a system of observation wells was installed in the dam body (Fig. 4). Eighteen piezometers extending in the sediments beneath the dam are placed in three groups. Each group consists of six piezometers for the determination of head upstream and downstream of the grout curtain. Other piezometers are embedded under the bottom of the upstream apron before its construction. Under the core of the dam 2 piezometers were placed after the construction of the grout curtain to observe the seepage along the contact area between the clay core and the grout curtain. At the downstream end of the dam three rows of piezometers were also installed to show the depression curve in the downstream prism of the dam.

All piezometers in the upstream part of the dam are connected by horizontal tubes and risers to pressure gauges installed in the inspection gallery at El. 127 m. Those at the downstream side are free flow piezometers equipped with manholes and measured by electric tapes. Measures of water levels inside all the installed piezometers are recorded and will continue during the service life of the dam to detect the efficiency of the anti-seepage structural elements of the dam.

DRILLING OF BOREHOLES

The method of drilling boreholes in the alluvials was by using percussion rotary drilling machines. The boring was carried out down to the full depth of the borehole by using mud flushing and without casing. The mud consists of bentonite slurry having a specific weight of about 1.1, the diameter of the boreholes ranged from 100 to 125 mm. Within the waste drilling zone in the clay-core, boreholes were provided with cheap gas pipes. The drliing unit consists of a drilling rig, a mast and flushing facilities for the bentonite and moves from one position to the other by the help of a tractor. The mast is shortened when the drilling unit operates inside the galleries.

For drilling of piezometric boreholes of 150 to 250 mm. diameter, rotary drilling machines were used with the employment of clear water and casing pipes.

EXECUTION OF GROUTING OPERATIONS.

As clay placing operations build the core up to encompass the lower concrete inspection galleries at El. 127 and then to reach El. 153 meters, just below the bottom of the upper gallery, preparations for injecting grout into the river bed to form the cut-off were started. Rows II and VII of the grout holes were drilled from inside the two lower galleries at El. 127 meters. The remaining six rows of the grout curtain were drilled from elevation 153, where core construction was stopped until the grouting was completed. Grout holes of fine K are drilled from inside the upper gallery at El. 153 meters.

For injection of grout admixtures inside the boreholes, the ordinary method of using pipes with rubber sleeves, which was first applied by the French company "Soletanche" in field tests at Aswan, was adopted. It is the most satisfactory method in use at the present time. As illustrated in Fig. 5, a vertical steel pipe 42 mm. inside diameter is inserted in the borehole down to the designed depth not later than 24 hours following the stop of drilling and flushing of the hole. The pipe is perforated with rings of small holes at intervals of 33 cms. Each ring of perforations is enclosed by a short rubber sleeve, fitting tightly round the tube so as to act as a

All the outside rows were first treated by injecting coarse grouts whereas the inner rows placed between the outer rows were afterwards treated with more fine and penetrating grouts.

In designing the grout admixtures of the curtain, the experience pratically obtained from field tests previously performed at the dam site was applied. Cement-clay grouts for coarse alluvials and bentonite-silicate grouts for fine sands were successfully used. They represent the basic grout materia's which have so far been used in most of the grout curtains in the world. However, owing to the wide range of grain size distribution of the river bed alluvials, it was necessary to observe during the grouting operation on site the actual condition of the soil and change the prescription of proportioning the grout ingredients accordingly.

In order to obtain adequate information concerning the hydraulic conditions in the sediments beneath the dam on both sides of the grout curtain and to ascertain the effect of any damage that may occur to

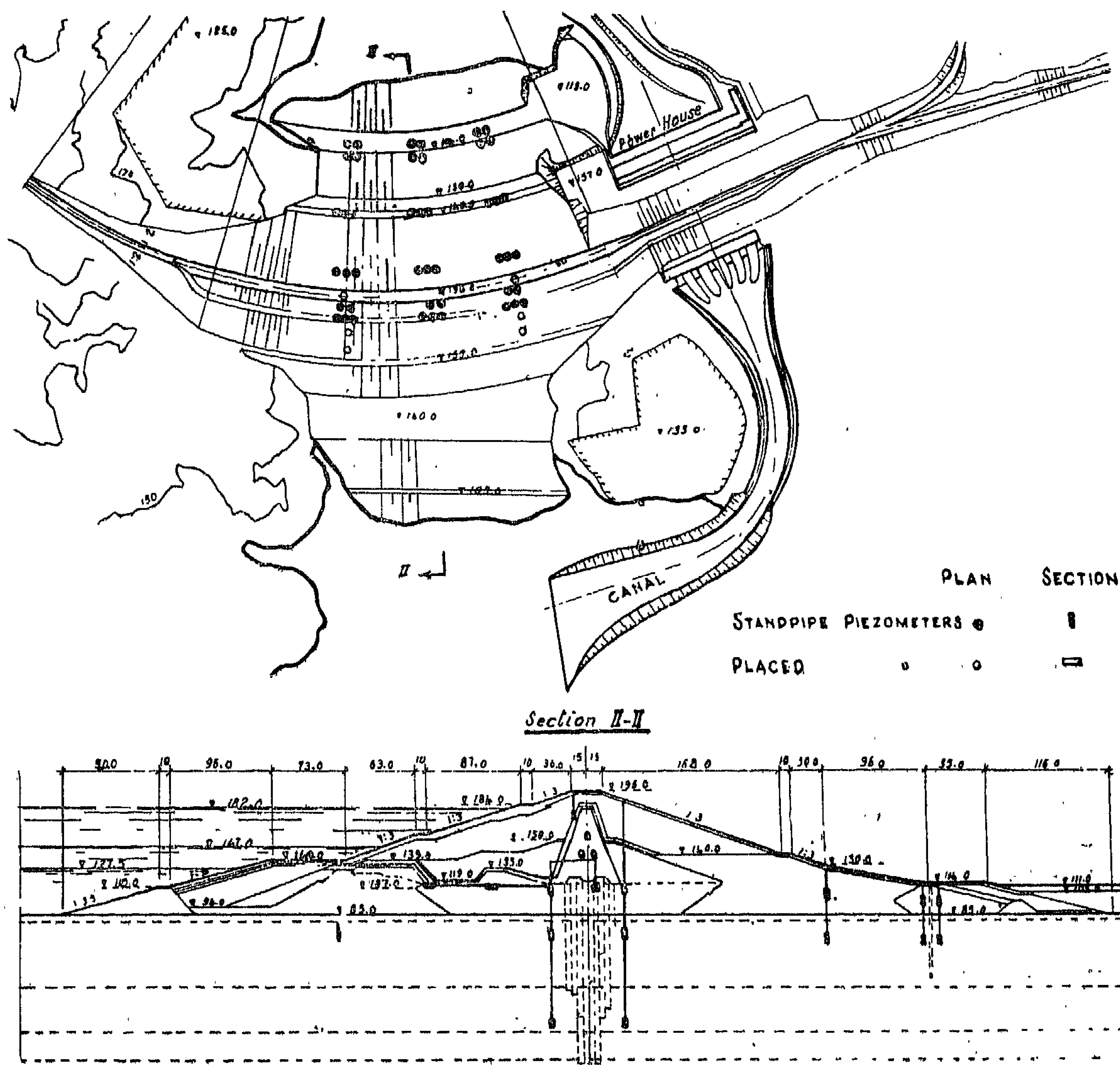


Fig. 4
Location of the piezometers installed in the dam body.

Above the grout curtain are located three inspection horse-shoeshaped galleries each having a width of 3.5 meters and a height of 5 meters as shown in Fig. 3. They are entirely surrounded by clay and serve the double function of housing the pressure gauges attached to the piezometric tubes in the observation wells and of permiting the installation of drilling machines for grouting lines II and VII of the grout curtain during the contruction stage, or in the event that supplementary grouting after the operation of the dam becomes necessary. Two of the galleries are set at El. 127 meters while the third directly on the dam centreline, has its base at El. 153 meters.

At the early stages of the project, it was proposed to proceed with grouting operations before the closure of the river by grouting from floating platforms. Since the injection of grout into sediments calls for an overburden with a thickness of at least 10 meters, the programme which was set for the works was to perform the grouting operations in two stages. During the first stage the work had to be done from barges to grout all the layers of coarse grained sediments located between a depth of 10 meters below the level of the river bed and the upper surface of the silty sediments at about El. — 40. After the completion of this stage, the area located below the core of the dam was to be covered with a layer of dune sand compacted by vibration with a surface elevation + 112. The second stage of grouting which was considered a relatively minor operation was to be performed in the dry from level + 112 m. and was to serve the purpose of plugging the voids of the strata located between the lower boundary of the dune sand fill and the depth of 10 meters below the orginal river bed.

However, this procedure of grouting operations was later studied by the Hydroproject Institute of the USSR and a new programme for the whole work was adopted. In their new plan, which was approved by the authorities concerned, Hydroproject concluded that all grouting operations should be performed in the dry after the placement of the layers of sand fill on the river bed and during the construction of the central clay core. By this procedure, the watertightness of the grout curtain was believed to be guaranteed because the following two conditions would be fulfilled :

1. The grout materials in the river bed shall have enough layers of overburden to prevent upheaval or escape of grout when applying high pressures in grouting operations.
2. The slope and velocity of seepage water in the grouted materials during injection caused by storing up water upstream of the dam to a maximum level of 148 m. (with downstream water level 110 m.) ; will not exceed the safe limits beyond which washing out of the grouts may occur. This has been proved during the construction of the grout curtain under Orto-Tokyo Dam in the USSR, where injection works were carried out under big gradients velocities of seepage flow produced by a head of 39 meters.

As shown in Fig 3, there are 8 rows of grout holes in the upper part of the grout curtain, 6 rows in the second part, 4 in the third and only one grout hole in the lowest part. The distance between the rows of grout holes being 5 meters. The spacing between the grout holes in the outside rows of the curtain was reduced to 2.5 meters. This spacing was taken for all six rows I, II, III, VI, VII, VIII which are considered outer rows in the three upper parts of the curtain. Along the inner rows No. IV and V, the spacing between the holes was 5 meters. In the central row K, the spacing between the holes was reduced to 2.5 meters. For grouting the fine sand of layer (A) additional rows of grout holes were drilled to cut the spacing between original holes in this part of the curtain to 2.5 meters.

As the lines of seepage flow get longer with the curtain getting deeper, the width of the curtain below the stratum (A) was reduced to 30 meters for a depth of 45 meters and to 20 meters in the lower stratum (D). The design gradient in stratum (B) and (C) will, therefore, reach 75/30 = 2.5 and in stratum (D) $\frac{75}{20}$ = 3.75 which does not exceed the gradient limits permissible for such depths. Below stratum (D) central row of grout holes extends about 100 meters down to bedrock to intercept the seepage flow through whatever layers of open material the silty stratum (E) may contain.

With this decreasing width, the grout curtain has a telescopic shape consisting of four parts as follows :

1. First part starting from the clay core base down to level 55 (total depth 60 m.) ... ... 40 m. wide
2. Second part between levels + 55 and + 10 (depth 45 m). ... ... 30 m. wide
3. Third part between levels + 10 and — 40 (depth 50 m.) ... ... 20 m. wide
4. Lowest part between levels — 40 and — 140 (depth 100 m.) ... ... 5 m. wide

Fig. 3
Layout plan and cross section of the grout curtain under the High Dam.

NAME OF DAM & COUNTRY	Year of Completion	Surface Area of Grout Cut-Off m2	Depth of Grout Cut-Off m	Height of Water Retention m
1. Sylvenstein, Germany .	1959	5,200	120	40
2. Stamentizzo, Italy ...	1959	—	100	60
3. Serre-Ponçon, France .	1960	4,000	100	100
4. Mission, Canada	1960	6,200	150	60
5. Kvistforsen, Sweden...	1962	2,350	40	20
6. Orto-Tokoy, U.S.S.R. .	1962	13,000	85	39
7. Mattmark, Switzerland	1967	20,000	150	100
8. N.-D. de Commières, France	1967	7,200	55	40

It has been estimated that the 5 meters horizontal clay upstream blanket over an area of about 460 × 200 meters will form a barrier that would reduce the leakage flow to a negligeible amount.

For the construction of the vertical cut-off under the High Dam many alternatives were proposed including sheet piles, continuous bored piles, continuous concrete diaphragms, etc., but when investigations have shown that the depth of sediments is great, it was found preferable to make use of an impermeable cut-off by grouting.

Alluvial grouting is now an established engineering expedient. However, the first use of grout cut-offs on a large scale was at the dam at Serre-Ponçon in the French Alps which came into operation in 1960. The depth of the cut-off into the waterbearing alluvials was 100 meters and its surface area 4,000 square meters. Observations made on piezometers which have been installed both upstreaam and downstream of the cut-off, show that the flow of water through it is exceedingly small. More recently very similar works have been carried out and the following list shows the most important grout curtains that have so far been executed in the world,

The grout curtain under the High Dam which will be completed in 1967 is the greatest in the world. It is located beneath the core of the dam and has an unprecedented maximum depth of about 255 meters below the clay core or about 225 meters below the level of the river bed. In conformity with its adopted shape and design in the sediments of the river bed, it has a cross sectional area of 54,700 square meters and a total volume by grouting of about 1.8 million cubic meters of soil

The upper part of the grout curtain of about 40 m width and 30 m depth is located in the foundation layer of the dam consisting of coarse sand filling. After this part, the grout curtain with the same width extends below the river bed a distance of about 30 meters. At maximum possible difference of water levels between the upstream and downstream of the dam of 75 meters, the design gradient of the seepage flow in this part of the curtain will be $\frac{75}{40} = 1.9$ which is permissible and possesses a good factor of safety as compared to similar grouting works in other structures,

by pumping were first performed. After grouting of each test block was completed, another control well was installed and the pumping tests were repeated. It was on the results of these tests that the efficiency of the grouting operations has been mainly judged.

Following the studies made in the laboratory, local Aswan clay was adopted as a basic material for grouting the coarse sand. Various proportions of clay cement grouts were studied before supplying the suitable grout admixtures.

For the fine sand test block, injection tests were made by using two grouts : for the upper finer layers the grout mixture was a gel of silicate and aluminate, for the lower layers, which are slightly less fine, a de-floculated bentonite. Both grouts have been found to penetrate readily into the ground at low pressures.

The pumping tests accomplished at the control wells of each test block before and after treatment of the sand gave the following results :

COEFFICIENT OF PERMEABILITY

(cm/sec.)

	Before injection	After injection
Coarse sand	2.5 × 10-2	2.3 × 10-4
Fine sand	6.1 × 10-3	3.6 × 10-4

However, experience in many grouting works in other constructions has revealed that independently of the initial permeability of the sediments and their nature, the permeability cannot be reduced below certain limit. This limit is in the vicinity of 10^{-4} cm/ sec and varies according to the different cases between 5 x 10^{-4} to 5 x 10^{-5} cm/sec. It was, therefore, concluded from the field tests at the dam site that in terms of absolute values, the permeability of the sediments forming the river bed obtained after injection appears to be very near the limiting value that is possible to achieve.

DESIGN OF THE GROUT CURTAIN

Until recently the choice of sites of dams was limited to those places where foundation conditions were relatively simple. Since in modern practice every endeavour is made to develop to the maximum the natural resources of a river, sites may now be chosen where difficult foundation problems exist as for example in valleys containing a great depth of alluvium. This was the case at the High Aswan Dam site, where the foundation conditions were not favourable because the valley contains a great depth of alluvium. But on the other hand, all technical surveys have shown that there is not a single site on the Main Nile more suitable for a large capacity reservoir other than the site at Aswan. Another advantage of this site was that the river banks rise steeply from the river bed so that a dam of only moderate length wocld be required.

At such sites of river valley where big depths of alluvium exist, in order to check the seepage beneath the dams and to ensure their stability against internal erosion, either an impermeable blanket can be formed upstream or, a vertical and impermeable cut-off can be formed beneath the dam, extending downwards into relatively impermeable bedrock. A vertical cut-off is well known to be more effective than a horizontal blanket, precisely because it cuts across any pervious streaks in the foundation sediments, and it has the advantage that it can be amplified or repaired at any time. For the High Aswan Dam both solutions were adopted in order to be very conservative.

head to be dissipated by the part of the dam downstream of the core. The depression water curve in this part does not exceed elevation 119 m, i.e. 11 meters higher than the water level downstream of the dam.

With the downstream drainage wells spaced at 10 meters apart, the seepage flow in each well is 22 litres per second, and the escape gradient under the downstream part of the dam does not exceed 0.1. At such a gradient and sufficiently compacted sand material as that found downstream of the grout curtain, there should be no flotation or quick of sand grains.

Model tests were also used to show the picture of seepage flows in case the grout curtain is damaged and loses its effect against leakage. Such tests revealed that the seepage flows would increase to 10.8 lit/sec. per linear meter of the channel part of the dam. Dissipation of head by the upstream blanket would increase to 55 o/o and the depression water curve downstream of the core will rise to elevation 132 meters. Therefore, in case the grout curtain does not function as an effective line of protection, the head of water is mainly dissipated by the other three lines represented by the upstream blanket, the downstream part of the dam consisting of sand and rockfill sluiced with sand, and the relief wells. In this case the escape gradient downstream of the dam will reach allowable limits if the distance between the relief boreholes is reduced to 7.5 meters.

The case of a dam with a grout curtain but without a horizontal upstream blanket was also investigated. It showed that the seepage conditions are satisfactory. The quantity of leakage reaches 2.7 lit/sec as against 2.2 in case of a dam with upstream blanket and grout curtain. The grout curtain dissipates 76 o/o of the head of water or 17 o/o more than it dissipates when supplemented by the upstream blanket. The depression water curve downstream of the core will rise to elevation 125 m. The quantity of seepage per linear meter of the dam is 2.7 lit/sec and the seepage flow in each relief well at distances of 10 meters is 27 lit/sec. The escape gradient maintains the value of 0.1 as in the case of a dam with both vertical curtain and horizontal blanket.

FIELD TESTS OF GROUTING

Before proceeding with the construction of the grout curtain, field tests were performed at the dam site in order to obtain adequate information concerning the practicability and efficacy of the different methods of grouting that would ensure the purpose of reducing the permeability of the alluvial deposits underneath the dam. Pumping tests before and after grouting were carried out to measure the degree of success of the grouting tests.

The programme of tests devised two sites in the bed of the river : one near the right bank where the coarse sand predominates and the other near the left bank where the fine medium sand predominates.

The layout of the holes at each test block was an exact reproduction of a small part of the grout curtain proposed in the design of the dam. Twelve boreholes were distributed in the coarse sand block, in four equivalent rows five meters apart. In the fine sand test block, the layout of the boreholes was similar but the distances between the holes were halved to take into account the reduced effective radius of injection.

The grouting tests were performed under water from floating platforms. Before the grout holes were driven, a control borehole was established at each of the two sites to form a test well where permeability tests

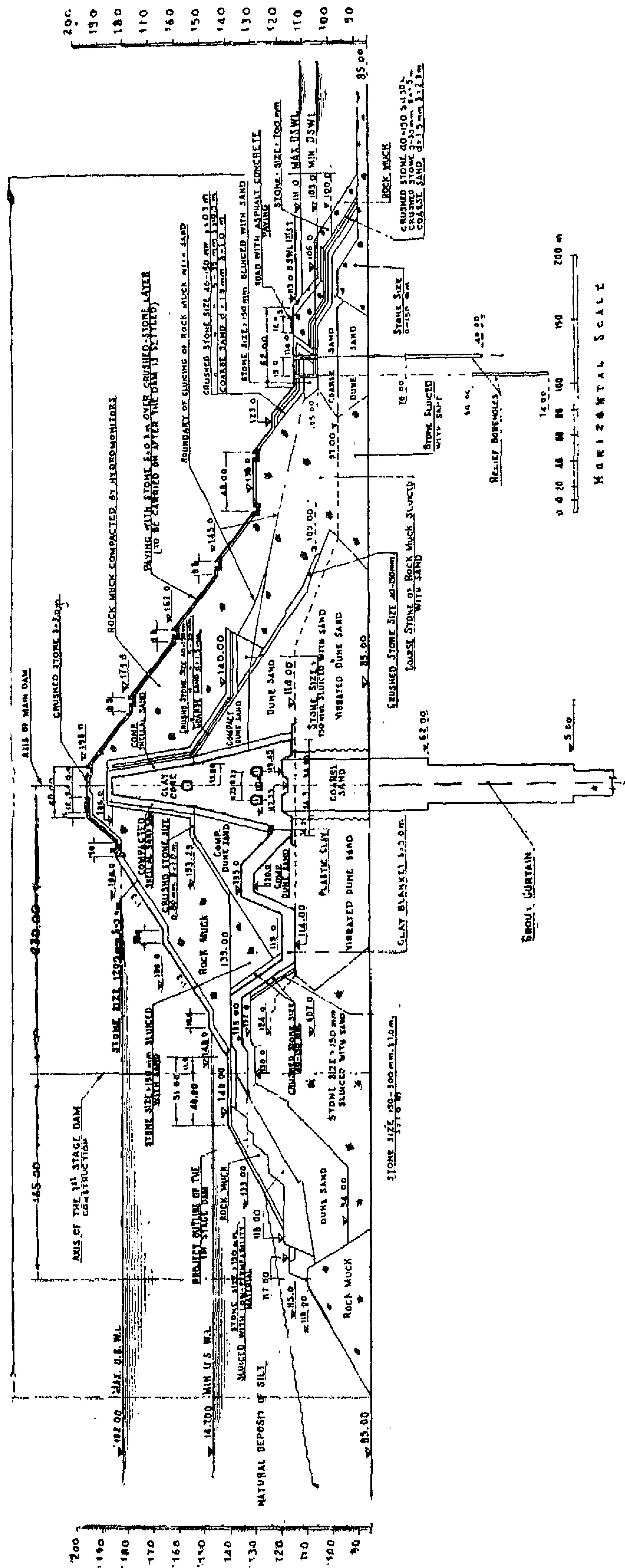


Fig. 2
Typical cross section of the High Dam.

PERMEABILITY STUDIES

In order to get a clear picture of the expected leakage velocities and the rates of seepage flows under the High Dam, models were constructed to different scales of 1 : 100, 1 : 500 and 1 : 1000.

The testing of these models was carried out by the use of electric analogy tray, assembled according to the Wheatstone bridge circuit, as Ohm's Law and Darcy's Law are analogous. A solution of copper sulphate of various concentrations was used as an electrolyte by which coefficients of permeability of various construction and bed materials were reporduced.

The dielectric elements of the models were made of organic glass and mastic, consisting of a mixture of wax, paraffin and resin to enable observation of the behaviour of the various anti-seepage devices specially the horizontal upstream blanket, the grout curtain and the drainage systems. The models proved to be very useful in demonstrating problems too complicated to be solved theoretically or by flow net diagrams, and in estimating quantitatively the inflow of leakage into the dam.

In all model tests, the average values of the coefficients of permeability for the river bed materials and other construction materials of the dam, were according to the following :

1×10^{-2} cm/sec for fine sands

4.5×10^{-2} « for medium sands

7×10^{-2} « for a mixture of medium and coarse sands

1.5×10^{-1} « for coarse sand with gravel

5.5×10^{-3} « for the lower strata (E) of inter-laying clay and sand with sandstones

5.5×10^{-3} « in the parts of the dam consisting of rockfill sluiced with sand

5.5×10^{-4} « in the vertical grout curtain

3×10^{-5} « in the clay core and upstream clay blanket.

However, this last figure was determined according to technical possibilities of testing. In natural conditions, the coefficient of permeability of the clay is considerably lower and may reach the order of 10^{-9}. Thus more drop of head and less seepage flows would rather be expected than obtained from model tests.

In fact the seepage flow under the body of the dam is affected by the following lines of protection :

1. The upstream horizontal impervious blanket whose extension is the upstream part of the dam consisting of rockfill s'uiced with sand.
2. The vertical grout curtain.
3. The part of the dam downstream of the core consisting of sand and rockfill sluiced with sand.
4. The relief wells at the downstream end of the dam.

At the normal operating conditions with all lines of protection intact, model tests have revealed that the dam is absolutely safe. The quantity of the seepage flow at the downstream end of the dam was found to be 2.2 litres per second per linear meter of the channel part of the dam. Of the 72 meters head of water on the dam 23% is damped by the first protection line of the upstream impervious blanket, 59 o/o is damped by the effect of the vertical grout curtain thus leaving about 18 o/o of the

DESIGN CROSS SECTION OF THE DAM

In the light of the abovementioned geological investigations and of other conditions concerning the availability of suitable construction materials in the vicinity of the dam site, it was possible to arrive at a definite conclusion that a rockfill dam equipped with a clay core, an upstream impervious blanket and a vertical grout cut-off will be as safe as the safest among the existing earth and rockfill dams resting on sediments. It will be protected against failure by two lines of defence : an upstream horizontal blanket connected to the central clay core, and a vertical grout curtain descending in the overburden a distance of about 225 meters until it strikes the sound strata of impermeable rock.

The clay core of the dam is roughly trapezoidal in section with a top of 10 meters, a base width of 60 meters and is made of Aswan clay brought from quarries on the west bank of the river near the dam site. The grout curtain is an extension of the clay core. Its upper part is located in the foundation of the dam consisting of coarse sand filling grouted with cement clay admixture. Below the upper part, the grout curtain extends below the river bed a maximum distance of about 225 meters.

The upstream part of the dam is a rockfill dam about 50 m high with a wedged shaped body of dune sand on its upstream side. Rockfill consists of stones above 15 cm in size dumped under water. Dune sand was sluiced to fill the cavities between the stones thus reducing infiltration through this part of the dam.

Within the middle part of the main dam, the foundation was covered with a layer of dune sand, except directly beneath the clay core where coarse sand was substituted because the top of the grout curtain is located in this part. After filling the dune sand by the use of a hydromechanised system, it was compacted under water by powerful vibrators mounted on floating barges. Above this layer, on the upstream, a layer of clay was put to form the horizontal impervious blanket of the dam.

Downstream of the central core, a body of dune sand of a tringular section acts as a transition layer from the core to the parts of rockfill and rockfill sluiced with sand downstream of the core.

The downstream part of the dam consisting of rockfill sluiced with sand helps in damping the filtration head and prevents inadmissible filtration in the dam body and under its foundation. The downstream end of the dam consists of a pervious layer of sand to serve as a filter for dissipating water pressure in the foundation. In this part also relief wells are drilled down to the pervious strata of the river bed to provide regular dissipation of water pressure.

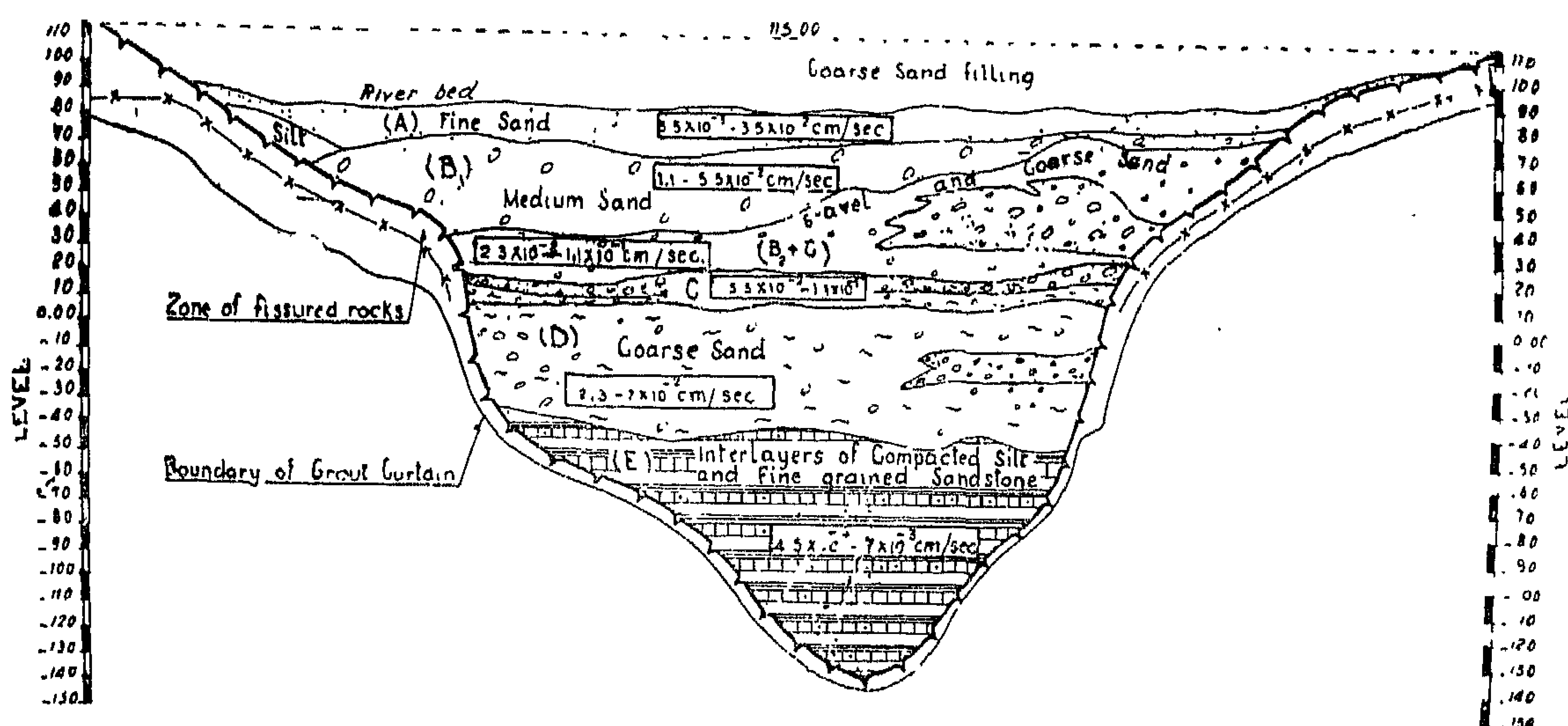


Fig. 1
Geological cross section of the valley along the axis of the grout curtain

2. The next layer (B) of sand is not homogeneous all over the width of the river. The particles of sand are smaller towards the left bank. This was explained by the possibility of depositing these sands in two independent cycles. Because this difference in grain size is of much importance in grouting operations, this layer was divided into two separate ones : Layer B1 and Layer B2.

Layer B1 consists of medium sand and has depth increasing from 5 meters on the right side to about 40 meters near the left bank. This layer contains lenses and bands of coarse sand and also of fine sand. The average coefficient of permeability is about 1.1 to 5.5 x 10^{-2} cm/sec.

Layer B2 consists of coarse sand, gravelly in places near the right bank of the river. It has a depth varying from 5 to 6 meters near the right bank to 40 meters in the middle part of the river channel. Near the left bank the layer top dips down and the coarse sand is replaced by medium sand of the upper layer B1. The average coefficient of this layer is estimated at 2.3 to 4.5 x 10^{-2} cm/sec. and rises in some places to 1.1 x 10^{-1} cm/sec.

3. Layer C is traced all over the width of the river at levels between 10 and 40 meters with variable thicknesses that are greater near the banks. This layer is considered the base to the upper sand layers. It consists mostly of gravel and coarse grained sand with bands of boulders. It presents the most permeable stratum in the bed alluvials. Its average coefficient of permeability being 5.5 x 10^{-2} to 1.1 x 10^{-1} cm/sec.

4. Layer D is traced between levels + 10 and 20 meters to — 40 and 43 meters consisting of coarse sand predominating in the lower part between levels — 10 to — 20 meters and some thin lenses of silty and clayey materials. The average coefficient of permeability of this stratum varies from 2.3 to 7 x 10^{-2} cm/sec.

5. The deepest layer E fills the lowest part of the ancient valley from elevation -40 to its bottom at elevation — 140 m. It consists of small alternating layers of sandstones, fine and coarse sands, silt and blocks of semi-hard clays having a coefficient of permeability varying from 4.5 x 10^{-4} to 7 x 10^{-3} cm. per second.

of the tunnels, a power house that can accomodate twelve 175,000 kw generators, is now under construction (total installed power 2.1 million kw). This arrangement for diversion and power required the excavation of some 11 million cubic meters of granite rocks and placing of one million cubic meters of concrete.

The capacity of the reservoir which will be created upstream of the High Dam is estimated at 164 milliard cubic meters.

The work on the project was officially inaugurated in January 1960 and is due to be completed early in 1968 when 4 of the ultimate 12 power units will be operating and power will be going on line northwards to Cairo. In 1970 installation of all power units will be completed.

Mosts and firsts involved in the High Dam Project are that it is the world's largest rockfill after Nurek in the USSR (45 million m^3), the world's second largest with respect to water storage capacity after Bratsk in the USSR (179 milliard m3) and the world's fifth greatest power station after Bratsk (3.6 million kw), Nurek (2.7 million kw), Volgograd (2.5 million kw) Quibyshev (2.4 million kw) in the U.S.S.R The grout curtain under the High Dam is the largest and deepest in the world.

THE NILE ALLUVIALS AT THE DAM SITE

It has been believed that the bed of the river at the proposed site of the dam consists of granite rocks similar to those forming both banks, but when subsoil exploration was carried out, the boreholes in the river bed went very deep into numerous sedimentary deposits before striking sound rock. At the centre of the river channel, borings went about 225 meters below the bed level before striking sound granite.

As a result of grain size analysis, the Nile alluvial deposits under the dam are represented by layers of fine, medium and coarse sands as well as layers of fine medium gravel and interlayers of compacted silt and petrified sand. The fine sand layer, 10 to 15 meters thick, is found on top of the bed sediments. Below this layer there is a stratum, 35 to 40 meters thick, consisting mainly of medium and coarse sand and of fine medium gravel. In fact these upper successive layers of gravel, coarse medium and fine sands represent a natural inverted filter under the dam. At depths below 50 meters, from the river bed surface, the overburden consists of coarse sand with numerous inclusions of brands and agglomerations of coarse, waste-blocks and boulders with sand filler. At depths below 125 meters, the overburden consists of thin interlayers of clays and sand with lenses of fine grained sandstone. This lower stratum of the overburden is of very low permeability or rather no permeability at all.

The following is a description of the successive alluvial deposits at the dam site from top to bottom and the results of the permeability tests which were carried out in the different layers by the method of pumping out :

1. The top layer (A) occupies the surface part of the alluvial sediments and is 3 to 6 meters deep near the right bank of the river and up to 20 meters thick on the left bank. It is represented by homogeneous fine sand with admixtures of very fine fractions which are probably of dune origin. Near the left bank of the river this layer of sand is practically fine. The average coefficient of permeability of this top layer of fine sand was estimated at about 5.5×10^{-3} to 3.5×10^{-2} cm/sec.

THE GREAT GROUT CURTAIN UNDER THE HIGH ASWAN DAM

By

TAHER ABU WAFA
Under Secretary of State, Ministry of The High Dam

AZIZ H. LABIB
Director General, Ministry of The High Dam

INTRODUCTION

In the United Arab Republic, where there is virtually no rainfall, the waters of the River Nile have always been the basic requirement of the national prosperity. The Government has to draw up plans for the rational use of the Nile water resources and the easing of seasonal shortages.

Basically, Egypt's problem is one of two, much water during the torrential flood season of the Nile and too little water during the dry summer months. The excess water of the flood season used to turn the river into raging torrents and destructive havocs before it flows away unused into the sea.

The key to the High Dam Project is a large century storage dam on the Nile at Aswan where the whole volume of the waters of the Nile will be dealt with in such a way that all surplus waters will be stored to be drawn upon whenever required. The most important economic benefits from the High Dam will be the vast expansion in agriculture and the production of a large amount of electric power.

THE HIGH DAM SCHEME

The structure is a central core rockfill dam. It rises 111 meters above the river bed and has a length of 550 meters from bank to bank within the river channel; but the length of its crest, over the main section in the river channel and wing sections, is about 3600 meters. From heel to toe, its base dimension is 980 and its width at crest level is 40 meters. There are about 43 million cubic meters of sand, clay and rock in the embankment. The diversion channel dug in the right bank is 1950 meters long. It consists of two open canals on the upstream and downstream sides. In the central part of the diversion channel, native granite rock was left in place where six tunnels were driven and provided with iron gates to control the flow. At the downstream end

(1) Paper read before the Ninth Congress of the Commission Internationale des Grands Barrages, Istanbul, 1967.

PLACEMENT OF SILT.

Nile slit shall be brought from Bahrif by railway to an intermediate storage area within the construction site. At this area, silt will be processed and its moisture content will be brought to a value close to the optimum. It will then be loaded by excavators into dump trucks and transported to the dam where it will be levelled by bulldozers and compacted by rollers.

To ensure the design density of the compacted silt which is 1.6 t per m^3, field tests were conducted to determine the proper equipment weight, number of passes, lift thickness and moisture control. Sheepfoot rollers, pneumatic tyred rollers and vibrating plates were tried. The best compaction was attained by depositing layers not exceeding 0.25 m at approximately proctor optimum moisture content of 25 % and compacted by 8 to 10 passes of heavy sheepfoot rollers. This kind of rollers still plays a predominant role in compaction of imperviosus cores.

SUMMARY.

On 9th January 1960, work was officially inaugurated on man's latest and greatest endeavour on the Nile: "The High Aswan Dam". The project which constitutes an ideal plan for long-term storage of the flood waters of the Nile, will realize substantial development in cultivation, produce enormous power and provide complete flood control. According to schedule, the dam will be completed and the first five power units are due to be on load in 1968. However, the power station will reach its full capacity by the installation of twelve 175,000 Kw units, in 1971.

The banks of the river within the dam site consist of sound metamorphic and igneous rocks. Within the river channel, numerous sedimentary deposits, up to 200 meters deep, cover the rock basement formation.

The design of the dam follows conventional practice of designing rockfill dams. It has an impervious core, a vertical grout curtain through the river bed and a horizontal upstream impervious blanket.

The height of the dam above river bed level is 111 m, its length at crest level is 3,600 m and its width at bed level is 980 m. The optimum height was determined by cost-benefit analysis and unavoidable annual evaporation losses from the reservoir.

Before proceeding with the work on the dam, field tests were performed to furnish information about the practicability of the proposed methods of construction. Grouting tests were performed by using admixtures of various proportions of clay-cement grout. The results obtained proved that the reduction in permeability after injection is very near the limiting values that were possible to achieve in other grouting works. Compaction tests on sandfill under water showed that it was possible to attain the required degree of compaction by the use of vibrators and that the suitable spacing between the insertion points of the vibrators is 2.2 m in triangular pattern.

The parts of the dam consisting of rockfill of stone sizes above 15 cm have the cavities between the stones plugged with sand. Filling with sand is carried out by means of a hydro-mechanical installation system which consists of sucking the sand from its borrow-pits after mixing it with water from the river and the pulp obtained flows through pipes to filling places.

Rockfill of muck is filled in layers of 3 m using 25 t dump trucks. No consolidation of muck is required as the heavy trucks will provide sufficient compaction while moving.

ooOoo

FILLING OF ROCK.

Most of the volume of open rock excavation from the diversion canal is used in filling the body of the dam. Rock excavated from the spillway tunnels is mostly used in providing crushed stone for concrete.

Rockfill of coarse grained stone greater than 150 mm is obtained from the rock excavation quarries and other sources with finer rock fragments excluded from the muck by the screening plant installed at the dam site. Another method, which is under test, to obtain the rock-fill free of small fractions, is making a high dump of rock muck. Naturally, in dumping the rock muck of different sizes, its natural grading takes place. Finer materials remain on top and bigger stones go to the bottom. Later, the upper part of the dump to a height of 10 m is removed and the remaining bottom part with a comparatively small content of fine fractions is used to provide large stones. Data of the mechanical analysis of muck in this dump has shown that a major quantity of small fractions concentrates mostly in the upper layer of 5 m depth. From ten meters depth the percentage of small fractions greatly decreases to about 2 %.

The major part of the rock material, involved in the construction of the first stage of the dam, is filled under water by means of 250 to 500 t self-unloading barges. They are loaded at the berths provided at the right bank. The total amount of rock to be filled by barges under water is about 3.5 million m^3. The rest of the rock material is to be filled by the pioneer method using 25 t dump trucks. After mid-May 1964, the closure of the gap, left on the right side of the cofferdam, will be made by filling it with graded stones of more than 150 mm sluiced with sand.

For the main dam, the graded stone will be filled in layers of up to 30 m which will be in layers of 3 meters. No special consolidation of muck will be made as the heavy dump trucks will provide such consolidation while moving on the 3 m layers.

GROUT CURTAIN

In the light of the information and results obtained from the grouting tests which have been carried out in the river bed, the vertical grout cut-off underneath the core of the dam will be constructed. Within the permeable layers of the river bed, the grout curtain will be formed by injecting into the sediments admixtures of cement, clay, bentonic and silicate under a high pressure.

The grout holes will be equidistant rows five meters apart with pervious layers of the overburden down to the sound rock. For the upper layer of fine sand which has an average depth of about 10 m, the distance between the grout holes will be halved to take into account the reduced effective radius of injection.

The width of the grout curtain in the upper part, until a depth of 60 m below the river bed, is 40 m. As it goes deeper and the seepage path gets longer, its width decreases until it reaches 20 m at a depth of 85 m below river bed. At depths below 125 m, where the overburden consists of petrified loams and sands, the width of the grout curtain consists of petrified loams and sands, the width of the grout curtain will be reduced to 5 m corresponding to one row of grout holes,

In conformity with the adopted shape of the grout curtain under the axis of the dam, the area of its vertical section between the banks of the river will be 54,700 m^2 and the volume of the consolidated bed material 1,840,000 m^3.

In order to obtain information concerning the hydraulic conditions in the sediments beneath the dam on both sides of the grout curtain and to ascertain the effect of any damage to the upstream blanket, two rows of observation wells will be installed : one located 25 m upstream of the southern row of grout holes and the other 20 m downstream of the northern row. Each well is connected to a horizontal tube and a riser with a pressure gauge installed in the inspection gallery.

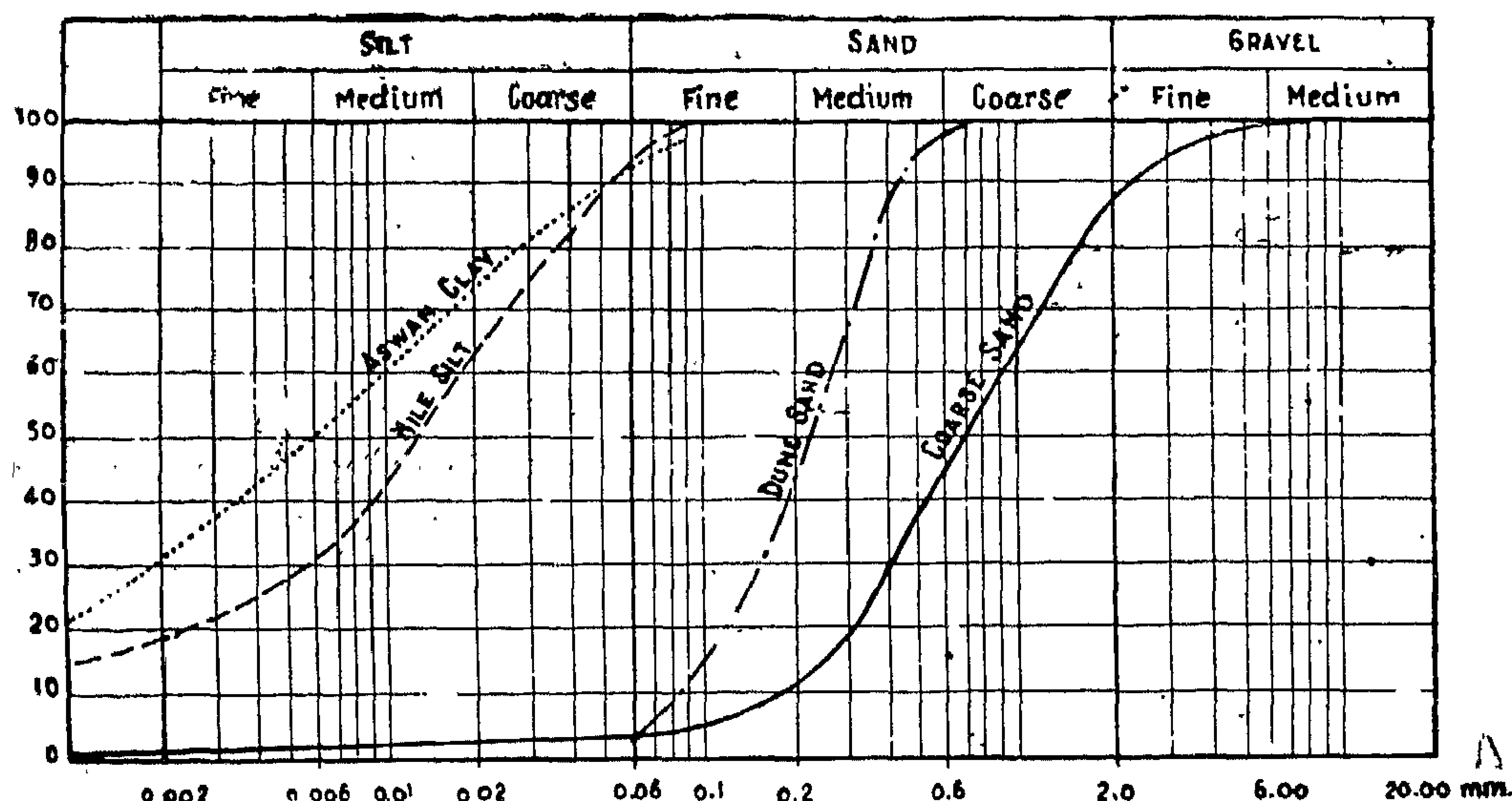


Fig. 5. Grain size distribution analysis of construction materials.

2. In filling the rock by pioneer method in the dry, the fines in the upper layer caused by rolling of the dump trucks, are removed before sluicing the rock with sand.

FILLING OF SAND.

Sluicing and filling of dune sand is carried out by means of a hydromechanical installation system which consists of sucking sand from its borrow pits on the west bank after mixing it with water from the river and then pumping the paste under pressure to stock piles in the bank slope. From these stockpiles, sand is mixed with water and the pulp obtained flows through pipes by gravity to sluice rock, and fills in the dam body.

Coarse sand is brought from quarries at Shellal by railway to other stockpiles on the right bank from where it is mixed with water and transported through pipes to the dam body.

To reduce the segregation of sand during its filling into deep water, the pulp for hydraulic filling is delivered to filling places by pipes, of 800 mm diameter, laid on pontoons and lowered to filling planes under water by end pontoons. Filling in the dry is carried out by pulp pipes laid on the part of the rockfill above water level.

The rate of sluicing and sand filling into the body of the dam has reached 22,000 m^3 per day.

In the middle part of the dam, dune sand filled under water does not lie down with adequate density. It is, therefore, compacted by the use of deep vibrators in accordance with the information and results obtained from the field compaction tests accomplished before the construction of the dam. Sand filling above water will be compacted by the use of vibro-rollers.

No compaction was made of the coarse sands hydraulically filled into the central part of the dam under the central core as this layer of sand will be grouted with a cement-clay admixture to act as the lower part of the impervious core.

CONSTRUCTION OF THE UPSTREAM COFFERDAM.

The upstream cofferdam has a core built up of rockfill with a wedgeshaped body of dune sand on the upstream side. The main difficulty in the construction of this structure is its formation in deep waters within the present reservoir area, where the depth of water for a large part of the year remains at 30-35 m. In flood time, however, when the reservoir is empty and the depth of water is small, big flood velocities did not allow placement of materials.

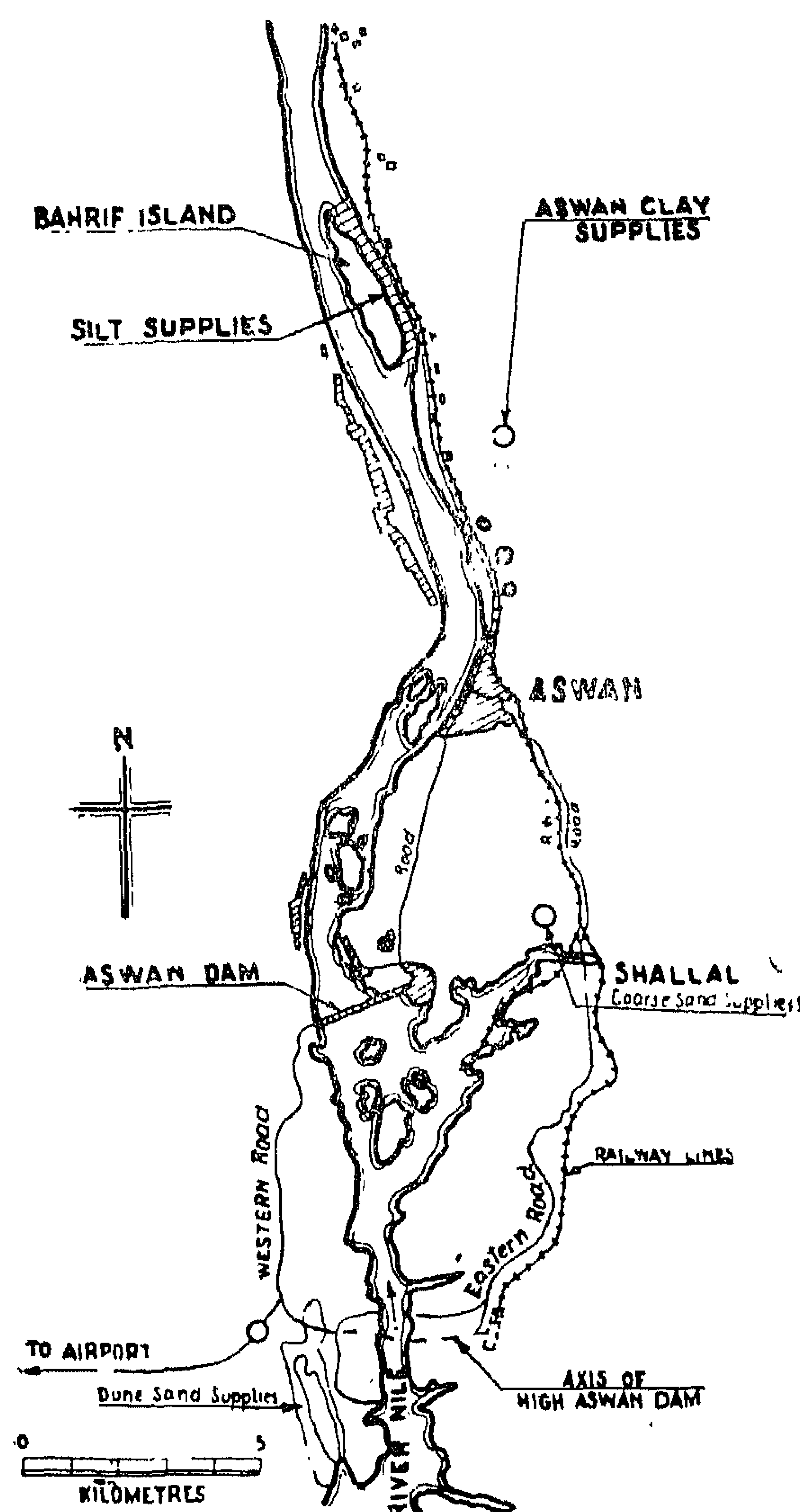


Fig. 4. Sand, silt and clay supplies in the vicinity of the dam site.

According to an old design, this cofferdam was to be erected by first laying filters under water at depths up to 35 m, but it was found that there cannot be a reliable control over such kind of work. If small sections of the bottom are left uncovered by filters, they would be very difficult to discover at such a depth under water. After construction of the rockfill cofferdam and application of the head of water on it, the sands of the river bed at these sections may be washed away, which might lead to disasters. Again when the filter materials are dumped into the river, their particles will be carried off downstream. The movement of the different sizes of particles of the filter materials will vary with the velocity of the stream. This will impair the quality of the filter and make the dam less reliable. Also for the placement of the filter and rockfill, either cableways having a span of 800 m across the river or specially equipped barges which can drop the filter materials to a great depth at a given place, have to be provided. Both methods are not standard practice. They are not economical and require special preparations that may cause considerable delay in the construction program.

In order to overcome these difficulties, some changes in the design of the cofferdam have been introduced. It was decided not to lay filter layers on the river bed. The rockfill of the upstream cofferdam was dumped without filter on the bed of the river and cavities between the stones were plugged with dune sand applied in the form of pulp. In order to guarantee that the sand fills up all the pores in the rock and forms a rock-sand body of low permeability, the following is practiced :

1. Rock is screened. Not more than 3 to 5°/。 of stones having sizes less than 20 mm are permitted, the rest have sizes greater than 150 mm.

CONSTRUCTION MATERIALS.

The design of the High Dam provides for the use of the local construction materials that are available in the vicinity of the proposed site. Explorations have shown that there are enough quantities for all main materials required for the construction of the rockfill dam with its central clay core.

Large areas of dune sand quarries are spread on the left bank of the river upstream of the dam. They have useful thickness of dune sand layers from 6 to 15 m. The available sand is light yellow in colour, quartsitic with inclusions of isolate grains of feldspar and mica. About 40 o/o of its particles have grain sizes from 0.2 to 0.5 mm. The quantity required for filling the parts of the dam formed of dune sand is 7.5 million m3.

The quarry of coarse sand is located at Shallal at about 12 km downstream of the dam. The available sand is a sharp coarse granite sand, free from clay and of much greater minerological purity than ordinary granite sand. The quantity of coarse sand required for filling the parts of the dam downstream of the central clay core according to the design section of the dam and for the concrete works is estimated at about 5 million m^3. The shellal quarry contains quantities of coarse sand far in excess of what is required.

Borrow pits were made to explore the suitable materials for the impervious core of the dam. It was found that it can be made of Nile silt. Large deposits of this silt lie on an island called Bahrif. It is an island in the river at about 22 km to the north of the dam.

Alluvial Nile silt from Bahrif has been tested in the laboratory and yielded satisfactory results. Its coefficient of permeability ranges between 1.2×10^{-8} and 8×10^{-8} cm/s, its maximum dry density ranges between 1.47 and 1.69 t/m^3 and the optimum moist content ranges between 20 and 26. Thus it has proved to be suitable as an impervious core material.

About 300,000 m^3 of clay are required for the injection of the grout curtain underneath the core of the dam. They will be of Aswan clay brought from quarries at Abul-El-Rish located at about 20 km downstream of the dam. The deposit of clay in these quarries is of a layer structure having an average thickness of 2.5 m covered with 30 to 80 m of sand-stone and marl. Because of the considerable thickness of the overburden, the clay will be quarried by an underground method in horizontal layers.

The rock material which will be obtained from the open rock diversion canal and spillway tunnels will be used in the construction of the rockfill parts of the dam. The volume of rock excavation in the canal estimated at about 9 million m^3 will be equal to 13 million m^3 of stone. This quantity of stone will cover about 50 o/o of the rockfill needed for the dam. The balance will be obtained from two granite quarries on the east bank of the river in the area between the river and the diversion canal and from a third quarry on the west bank near the down stream toe of the dam.

A summary of the quantities of borrowed materials involved in the construction of the High Dam is as follows :

Placement of rockfill	27,000,000 m^3
Placement of dune sand ...	7,425,000 —
Placement of Nile Silt	4,920,000 —
Placement of coarse sand ...	2,060,000 —
Aswan Clay	300,000 —
Placement of concrete	1,150,000 m
Total	42,855,000

This shows that 63 o/o of the materials involved in the construction of the dam will be rockfill, 29 o/o will be of sand.

decided to include the performance of similar pumping tests during the excavation of the full scale grouting operations. The costs of such tests will be negligible compared to those of the grout curtain, and their results will show the efficacy of the performed operations.

2. Compaction Tests.

According to the design of the dam, dune sand, which can be described as medium fine sand, has to be placed under water on the river bed in the middle part of the body of the dam. This dune sand fill will have to be compacted, as when filled under water, its density will be low. Laboratory tests indicate that, when saturated with water, dune sand could be compacted to attain a relative density of up to 85 o/o.

However, the degree of compaction specified for the dune sandfill under the High Dam is 70 o/o relative density. According to Professor Terzaghi, this degree of compaction of the sand is considered to be attained if, during the penetration tests performed with a penetrometer of 10 cm^2 area, the penetration resistance of the cone regularly increases with growing depth from 0 kg/cm^2 to at least 150 kg/cm^2 at a depth of 14 m.

The following is a summary of the field tests which were carried out for the compaction of dune sandfill and the results obtained :

a. Compaction by internal vibration.

Compaction tests were performed on a trunkated conical sand dune fill which was prepared on the shore of the river in dry while the existing Aswan Reservoir was empty. Later the tests were made on the submerged fill when the reservoir was full. The height of the sandfill was 14 m retained in place by silt embankments.

Internal deep vibrators were used for compaction by lowering them from floating platforms into the insertion points. Before compaction, the penetration resistance at 14 m depth in the sand fill under test was about 60 kg/cm^2. To ensure the required penetration resistance of 150 kg/cm2 at 14 m depth, it was found that the best pattern of insertions is traingular. The results indicate that the suitable spacing between insertion points is 2.2 m and between rows 1.9 m to ensure the required penetration resistance of 150 kg/cm^2 at 14 m depth. Each vibrator output was about 300 m^3 per 8 hours shift.

b. Compaction by blasting.

On the other half of the field which was prepared for compaction tests, blasting tests were made. Charges of 15 Ibs of 60 o/o dynamite were placed at depths with 9 m overburden. After blasting the first group consisting of 4 charges in a rectangular pattern of 8 x 10 m, a subsequent surface subsidence of 20 cm was observed and penetration resistance increased from 60 to 82 kg/cm^2 at 13 m depth. After blasting the second group consisting of 3 charges on a line in the middle of the field and spaced 9 m, an increase of 24 cm in surface subsidence was observed. Blasting the third group of charges which was similar to the first group, the surface subsidence increased by another 13 cm and the penetration resistance attained 99 kg/cm^2 which represents 38 o/o of the required compaction. The last blasting of 4 charges had caused the surface subsidence to increase by one more centimeter but the penetration resistance did not change.

It has been found that 6 to 8 blasts were required to reach the minimum specified penetration resistance and would, therefore, be less economic than compaction by vibration.

a. Studies in situ of the formation to be grouted as well as the grouting mixes to be used in order to obtain the most suitable admixtures, pressures and grouting methods.

b. Grouting operation tests at the dam site in order to obtain the best possible results to ensure plugging of voids in sediment layers, lenses of open-work gravel and coarse sand, so as to ensure the purpose of reducing the permeability of the formation underneath the dam.

Measuring the efficacy and degree of success of the grouting operations by performing pumping tests before and after the grouting operations.

The program of tests devised two sites in the bed of the river : one near the right bank where the coarse sand predominates and the other near the left bank where fine medium sand predominates.

The layout of the holes at each test block was an exact reproduction of a small part of the grout curtain proposed in the design of the dam. Twelve boreholes were distributed in the coarse sand test block, in four equivalent rows five meters apart. In the fine sand test block, the layout of the boreholes was similar but the distances between the holes were halved to take into account the reduced effective radius of injection.

The work was performed under water from floating platforms. Before the grout holes were driven, a control borehole was established at each of the two sites to form a test well where permeability tests by pumping were first performed. After grouting of each block was completed, another control well was installed and the pumping tests were repeated. It was on the result of these tests that the efficacy of the grouting operations has been mainly judged.

Following the studies made at the laboratory, local clay was adopted as a basic material for grouting the coarse sand. Admitures of various proportions of clay-cement grout were studied before applying the suitable admixtures.

For the sand test block, injection tests were made by using two grouts: for the upper finer layers the grout mixture was a gel of silicate and aluminate, for the lower layers, which are slightly less fine, a defloculated bentonite. Both grouts have been found to penetrate readily into the ground at low pressures.

The pumping tests accomplished at the control wells of each test block before and after the treatment of the sand gave the following results :

	Coefficient of Permeability cm/sec.	
	Before Injection	After Injection
Coarse sand	2.5×10^{-2}	2.3×10^{-4}
Fine Sand	6.1×10^{-3}	3.6×10^{-4}

However, experience in many grouting works in other constructions has revealed that independently of the initial permeability of the sediments and their nature, the permeability cannot be reduced below a certain limit. This limit is in the vicinity of 10^{-4} cm/s and varying according to the different cases between 5×10^{-4} and 5×10^{-5} cm/s. Therefore, it can be concluded that in terms of absolute values, the permeability of the sediments forming the river bed under the High Dam obtained after injection appear to be very near the limiting value that is possible to achieve. These are favourable results which confirm that the grout curtain provided for in the design of the dam, can definitely be accomplished. It was also concluded that check tests performed by means of pumping water from test wells and after grouting were so successful and informative that it was

FIELD TESTS ASSOCIATED WITH THE CONSTRUCTION OF THE DAM.

Before proceeding with the construction of the dam many field tests were performed to furnish adequate information concerning the practicability and efficacy of the different methods of construction. They included the following grouting and compaction tests:

1. GROUTING TESTS.

After careful examination of the boring records and samples from the sediments forming the river bed at the dam site, it was concluded that the local conditions are suitable for the construction of a grout curtain by means of injecting into these sediments a clay slurry with a slight admixture of Portland cement and some chemicals.

After a discussion of the local subsoil conditions, it was decided that the grout curtain should be carried through the sediments forming the river bed from the base of the fine sand stratum to the top of the deepest stratum of the sandy loam and clay at a depth of about 130 m below bed level. The fine sand stratum located above the coarse sand cannot be injected with clay unless it contains coarse material. Since it was not certain whether or not such layers were present and since, in addition, all grout holes by necessity were drilled through fine sand, an attempt was made to grout also the deposit of fine sand.

Two grouting tests were carried out on site at two distinct parts of the river bed to obtain the following information :

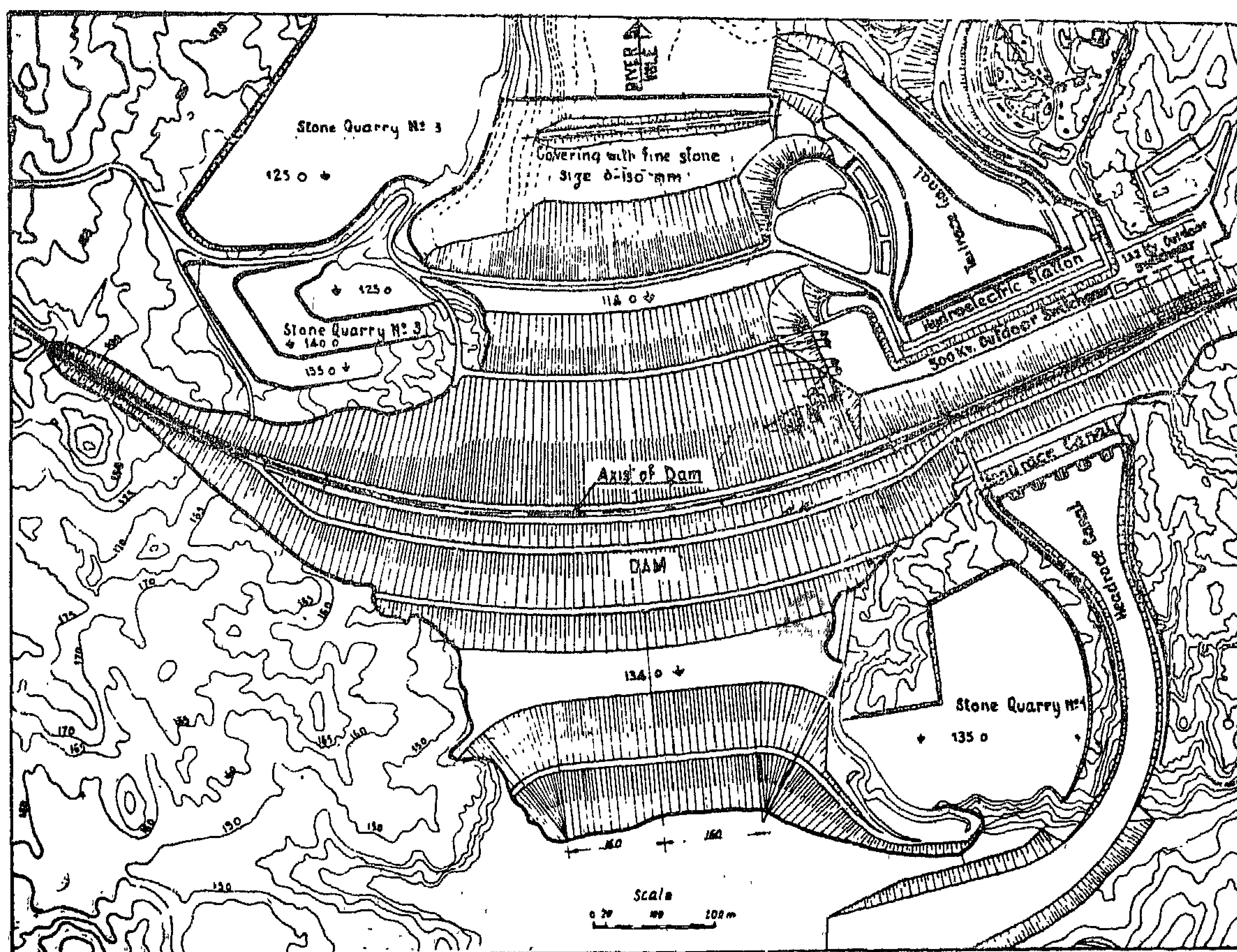


Fig. 3. General Layout of the Project

The approved design of the dam follows conventional practice of designing rockfill dams. It provides for an impervious core, a vertical grout curtain below the core through the river bed and a horizontal upstream impervious blanket.

By analysing the cost-benefits of the dam and the unavoidable annual evaporation losses from its reservoir, the optimum height was determined at 111 m above the river bed. The length of the dam at crest level is 3,600 m ; its width at river bed is 980 m ; the width of the roadway at crest level is 10 m.

The first stage works on the dam includes the construction of the upstream and downstream cofferdams which will remain an integral part of the main dam. The upstream cofferdam has its core built up of rockfill of stone size above 15 cm and the cavities between the stones sluiced with dune sand applied through pipes in the form of pulp. Upstream of this rock-sand body, a wedge shaped body of dune sand is filled to function as a surcharge to improve the stability of the cofferdam and as a reserve to fill the pores of the rock-sand body, when seepage flows consolidate additionally the sluiced sand.

The main dam will be protected against piping by two lines of defence, a horizontal upstream blanket connected to the central core, and a vertical grout curtain descending in the overburden a distance of about 210 m until it strikes the impermeable rock top. The upstream impervious blanket lengthens the percolation path and reduces seepage, while the grout curtain serves the function of safeguarding the integrity of the downstream section of the dam in the event that the blanket being damaged.

Within the middle part of the main dam, the foundation is covered with a layer of coarse sand in the centre and dune vibrated on both sides. Above the layer of dune sand, in the upstream part, a layer of suitable impervious material will be put to form the horizontal blanket of the dam.

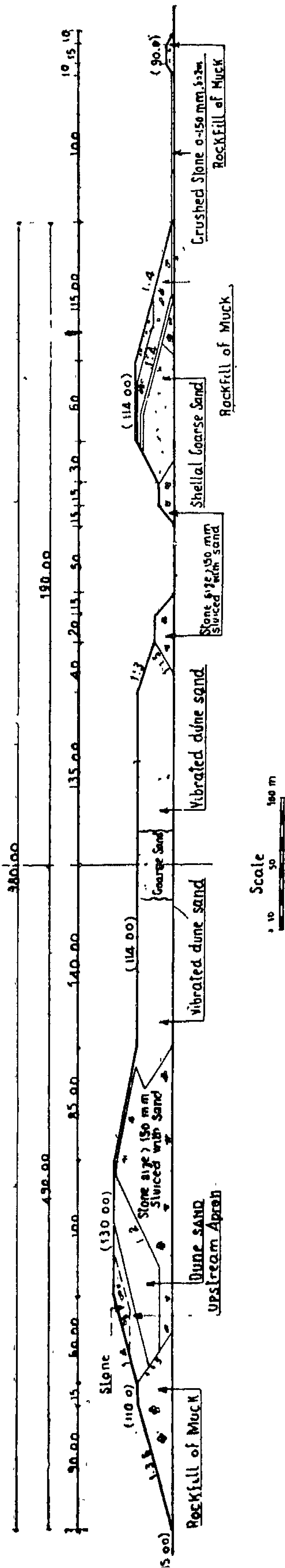
The rockfill body of the main dam will have an impervious core, roughly trapezoidal in section with a top width of 10 m and base width of 60 m. Its height will be 70 m and will be made of selected Nile silt brought from an island at about 20 km downstream of the dam. It will be provided with 3 inspection galleries equipped with an observation system.

The grout curtain will be located in the foundation layer of the filled coarse sand. After grouting this sand layer with cement clay admixtures, it will become a reliable impervious part and will be considered as the lower part of the core, whose performance will be equally reliable throughout the life of the dam. The principal function of the grout curtain consists of plugging the voids in the layers and lenses of the open work gravel and coarse sand within the space located beneath the dam.

Downstream of the core, there will be a body of compacted coarse sand of a triangular section which will act as a transition layer from the core to the parts of rockfill sluiced with sand downstream of the core. It will also intercept the seepage flow in the contact area between the clay core and the grout curtain.

The downstream part of the dam consisting of screened rock of stone size above 15 cm sluiced with sand will take part in damping the filtration head and preventing inadmissible filtration in the dam body and its foundation.

The part at the downstream end of the dam consists of a pervious layer of coarse sand to serve as a filter that will dissipate water pressure. This part of the dam will also facilitate the drilling of vertical relief boreholes from its top. These relief boreholes will extend into the sediments forming the bed of the river down to the impermeable strata. They will intercept the seepage flow under the downstream toe of the dam and provide regular dissipation of water pressures.



Cross Section of the first stage works, it allows for the diversion of the Nile waters into the side canal

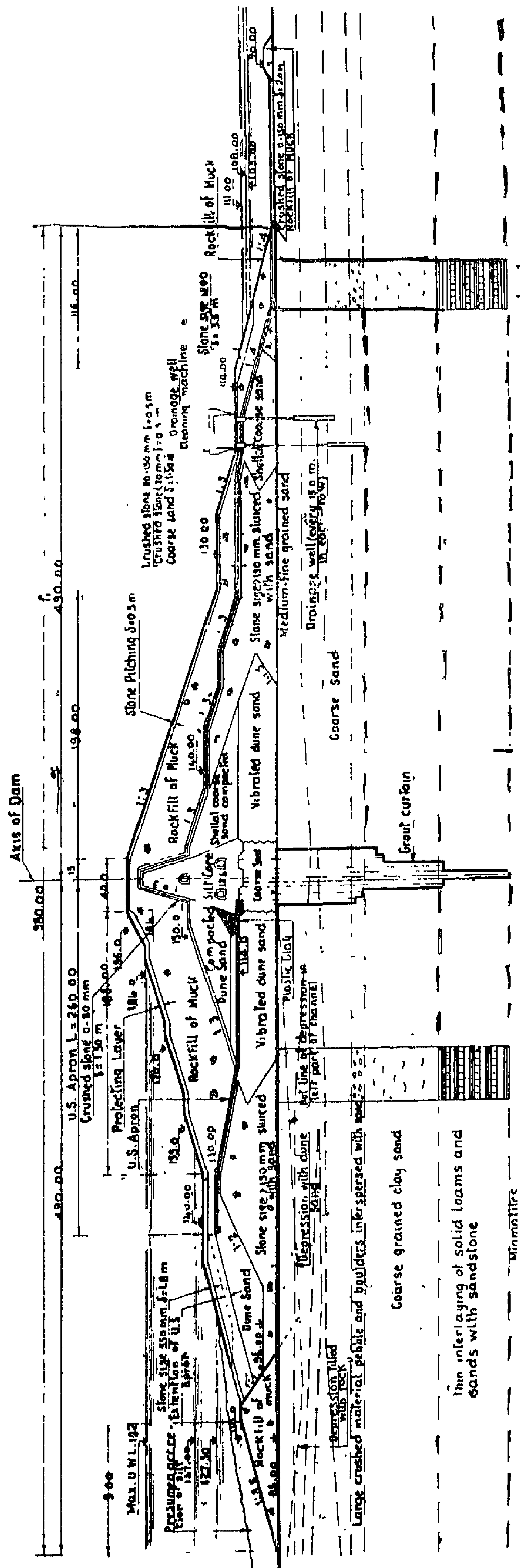


Fig. 2. Cross Section of the dam at its final stage

Borings have shown that the surface of the igneous rock consisting of granite and gneiss forms a U-shape with the deepest point at about 210 m below river bed level.

As a result of grain size analysis of the extracted samples from the river bed, the upper stratum of the overburden consists mainly of medium and coarse sand and of fine medium gravel. On top of this upper stratum near the west bank of the river, there is a fine medium sand overburden of a trapezoidal form section. At depths below 50 m of this upper stratum, the overburden becomes particularly coarse containing but a small sand ratio with numerous inclusions of bands and agglomerations of coarse waste blocks and boulders with sand filler. At depths below 130 m of the river bed, the overburden consists of thin interlayers of compact sandy loams, clay and sand with petrified silt and sandstone.

Test of permeability in situ showed that the coefficient of permeability in the different layers of the overburden is as follows :

a. The surface stratum of 3 to 6 m thick on the right bank up to 20 m thick on the left bank, consisting of fine sands, have a coefficient of permeability of (1 to 3.5) × 10^{-2} cm/s.

b. The lower stratum of 10 to 15 m thick in the right and middle parts of the channel up to 50 m thick near the left bank, consisting of fine medium and coarse grained sand, have a coefficient of permeability of (2 to 4.5) × 10^{-2} cm/s.

c. The stratum between elevations + 40 and + 10 m consisting of gravel and coarse grained sand with bands of boulders, have a coefficient of permeability of (5 to 10) × 10^{-2} cm/s.

d. The stratum between elevation + 10 and — 35 m consisting mostly of coarse sand with small percentage of medium sand, have a coefficient of permeability of (2 to 3) × 10^{-2} cm/s.

e. The deepest stratum between elevations — 35 to — 130 m, consisting of small alternating layers of sandstones, fine and coarse sands, sandy loam and black semi-hard clays have a coefficient of permeability of (1 to 5) × 10^{-3} cm/s.

DESIGN OF THE DAM

A properly designed rockfill dam, more than any other engineering structure, must be based on the conditions prevalent at the site at the time of construction.

In fact the pervious foundation and other natural features at the selected site of the High Dam offered insurmountable difficulties with regard to the construction of a concrete dam. On the other hand, these features as well as other conditions concerning the availability of suitable construction materials in the vicinity of the dam site, were particularly favourable for the realisation of a rock-fill dam.

The height of the dam—of about 111 m above river bed—though exceptional for a rockfill dam, did not preclude consideration of the type. However, in the past until the year 1934, construction of earth and rockfill dams appreciably in excess of 30 m high was commonly regarded as infeasible. By the year 1944, 120 m high earth and rockfill dams were beginning to be acceptable as prac ticable. During this period, construction equipment and methods were developed which permitted such construction to be performed economically and made earth and rockfill dams potentially competitive with concrete dams.

Several important problems bearing principally on the stability of the dam, the seepage losses and the availability of local building materials had been carefully discussed before the designers came to the successful conclusions that a rockfill dam could safely be constructed at the chosen site.

comprising different kinds of igneous rocks. From the engineering point of view, practically all members of this complex series are favourable for the purpose of constructing a dam.

The right bank consists of granites, metamorphic shales and gneiss rocks. The left bank is composed of Nubian sandstone overlapping igneous rocks. However, a narrow river side strip of this bank consists of igneous rocks similar to those of the right bank structure in character and in topographic features. The bed of the river, within the two banks of solid rock, consists of numerous sedimentary deposits.

EXPLORATION OF THE SUBSOIL AT THE DAM SITE

An extensive program for subsoil exploration was carried out to investigate thoroughly all possible danger points. This concerns specially dyke-rocks whose character at depths were not known, fault zones and possibly decayed portions of some members of the complex. A large number of boreholes of vertical and inclined directions were drilled in the eastern and western banks of the river. Core samples were obtained and permeability tests with pressure water performed at different depths to explore the under ground conditions and to know the share of granite, gneiss and schist in the stratographic section, how deep the decomposition of surface rock reaches downwards, how the rock behaves near the eruptive dykes and to what extent the rock is permeable.

It was found that on the whole, the foundation of the rock hardly creates serious difficulties, and that the jointing is more favourable at depths than it looks on the surface. The inspection of the core drilling confirmed that certain boreholes on both banks close to the river showed layers of mica schist and, in those lavers, there was no core recovery. On the other hand further away from the river where the spillway tunnels are located, the core recovery appeared good. Most of the rock is fine grained which is satisfactory.

The strength of the rock depends upon the extent of its weathering as well as its structural particularities and minerological composition. Rock of poor preservation is mainly encountered up to depths from 10 to 15 m and have temporary resistance to compression from 300 to 500 kg/cm^2. At depths from 15 to 40 m, medium and well preserved rocks exist. They have open but tight joints with temporary resistance to compression up to 1,500 kg/cm^2. Well preserved rocks are generally found at depths below 40 m with temporary resistance to compression of 2,500 kg/cm^2.

Transactions between the formations of the rocks are so complicated and diverse. In some of the preserved rocks of gneiss character there is mica schist which is easily crushed by drilling bits, their core recovery being low. In comparison, typical granite sections yield cores up to 2,5 m long.

In the river it has been believed that the bed at the proposed site consists also of rock but when subsoil exploration was carried out, the boreholes in the river bed went very deep into numerous sedimentary deposits before striking sound rock. At the centre of the river channel, borings went about 210 m below bed level before striking sound granite

An extensive program of drilling boreholes in the river bed was carried out accompanied with extraction of a big number of undisturbed samples and other ordinary disturbed samples. The permeability in place was measured by pressure tests in the boreholes. This program was set for investigating the overburden lying on the solid rock of the trough of the river and to determine its thickness, kind, density of stratification, permeability and to find all the physical properties of the samples by performing necessary laboratory tests.

The first stage works on the project comprising the diversion channel, the foundations of the power house and the construction of the upstream and downstream coffer dams which form an integral part of the High Dam, is scheduled to be completed towards the end of 1964. As from August 1964, the water economy of Egypt will be taken over by the upstream cofferdam. It will allow impounding water in the new reservoir to a level higher than the maximum level of the existing Aswan Reservoir, thus providing extra water for agricutural development.

The dam will be completed to its final stage in 1968. In 1971, the power station will reach its full capacity by completing the installation of the twelve power units. However, the first five units are due to be on load early in 1968.

REGIME OF THE RIVER AT THE CONSTRUCTION SITE

The first rise of the uncontrolled river flow reaches Aswan every year during the month of June, after which date the rise of the river becomes rapid owing to the floods coming down its main tributaries. Because of the rainy season on the Abyssinean Plateau, the Nile is in full flood at Aswan during August and September. Flood waters in these months are heavily loaded with silt which the Blue Nile and the Atbara bring down from the Abyssinean mountains.

From early records, it appeared that a catastrophic flood discharge as high as 14,000 m^3/s has occurred for one big day in the year 1878. The maximum mean ten days average discharge, however, was for that year 13,000 m^3/s. As a flood protection measure, the discharge past Aswan in case of a catastrophic flood is only permitted to increase up to 11,000 m 3/S. The remainder of the flood water in excess of 11,000 m 3/s should be stored in the existing Aswan Reservoir. In an ordinary high flood the maximum discharge passing Aswan is about 10,000 m 3/s.

Normally, after the high flows are essentially past, the existing Aswan Reservoir is allowed—from about mid-October — to fill gradually until it reaches a level of about 25 m above that of the natural water level at the site of the High Dam.

Emptying of the reservoir starts in February and continues until it ends near the twentieh of July. In order to provide irrigation requirements downstream of Aswan, flows are released from the reservoir at the rate of about 1,000 m3/s and increase gradually to about 1,800 m 3/s near the end of the emptying period.

GEOLOGY OF THE DAM SITE.

The Nile Valley within the dam site cuts through sound metamorphic and igneous rocks in a nearly meridional direction. Its sides are steep with no definite berms. The normal width of the river at the selected site is about 500 m at about elevation 96 m, but the length of the dam at elevation 186 m will extend some 3,600 m.

The right and left banks are constituted of relatively flat original plateaus. The right bank is marked by considerable deep valleys and ravines. The most remarkable of these valleys is Khor-Kundi which descends towards the Nile from east to west at approximately right angles to the bank of the river and therefore suitable to be used as forebay for the diversion canal.

The left bank is characterized by even and gentle slope terrain and the abundance of low areas covered with deep layers of dune sand deposit.

Geological investigations in the area of the selected site of the dam have shown that it consists of deeper basement formation. It represents a deeply eroded position of Eastern Desert of Egypt disclosing mainly schistose to gneissose rocks and matrix of an intrusion level and some migmatitic zones

DESIGNS AND METHODS OF CONSTRUCTION OF THE HIGH ASWAN DAM[1]

TAHER ABU WAFA,
Under Secretary of State, Ministry of the High Dam, Egypt

AZIZ H. LABIB,
Director of works, High Dam Construction Authority.

INTRODUCTION.

Since 9th January, 1960, the work on Egypt's giant construction project "The High Aswan Dam", called Sadd-El-Aali, is progressing round the clock according to schedule.

The project constitutes an ideal plan for long-term storage of the flood waters of the Nile which are now being allowed to run to waste into the sea every year.

The key to the scheme is an impounding dam on the River Nile 7 km south of the existing Aswan Dam. It is a rockfill dam some 111 m in height from river bed to the roadway that will cross the top. Flooding of the Nubia land upstream of the dam will create the second largest man-made lake in the world: it will extend 500 km upstream, with a mean width of 10 km and a maximum depth of 97 m. The total quantity of water stored is estimated to be about 156,000 million m^3 or about 6 times the capacity of the Hoover Dam in America and a little less than the capacity provided by the new Kariba Dam in Rhodesia, at present the largest man-made lake.

The guaranteed net annual water draft from the High Dam reservoir is estimated to be 74,000 million m^3 or about 40 % in excess of the present irrigation requirements for both Egypt and the Sudan. This water which will literally be saved from that now being wasted to the sea every year, will be used in the development of about 2 million acres of agricultural land in Egypt and about threefold the present cultivated land in the Sudan.

Among the earth and rockfill dams, the High Dam's 43 million m^3 of materials is exceeded by Quibishev, Stalingrad, Kremenshog dams in Russia and by Fort-Peck, Garrison and Oahe dams in the U.S.A. On the other hand, the High Dam will have a 111 m maximum height as compared to 75 m of the Fort-Peck, the highest dam in U. S. A. and to 47 m of the Stalingrad, the highest in Russia.

On the left bank a diversion canal is now being cut through the solid granite rock. Where the canal crosses the line of the dam, the native rock is left in place and six tunnels, with iron gates to control the flow, are now being provided. At the downstream end of the tunnel, a power house that can accommodate twelve 175,000 KW generators is now under construction. This arrangement for diversion and power in itself, is a formidable job requiring the excavation of 10 million m^3 of solid granite rock and placing of one million m^3 concrete.

(1) Paper read before The Eighth Congres on Large Dams, Edinburgh, May 1964.

Table (3)

Development of the installed capacity, peak load and generated energy in Egypt in the period 1952-1965.

Year	Installed capacity	Peak Load		Energy generated		Annual Load Facter °/°
		MW	°/° increase	Million KWH	°/° increase	
1952/53	384	——	——	1057	——	——
1953/54	446	——	——	1179	11.5	——
1954/55	469	257	——	1328	12.6	60
1955/56	565	280	9	1482	11.5	60
1956/57	596	297	6	1625	9.7	62
1057/58	723	328	10.5	1805	11	63
1958/59	785	362	10.3	2015	11.6	63.5
1959/60	827	398	10	2256	11.9	64.7
1960/61	1219	641	61	3131	43.2	55.7
1961/62	1308	680	6	3862	23.3	64.4
1962/63	1308	743	1.3	4280	10.8	65.7
1963/64	1305	819	10.2	4783	11.7	66.6
1964/65	1283	853	3.9	5166	8	69

Table (4)

Schedule of operation of the generating units in the High Dam Power Station.

Year of Operation	Number of generators	Installed capacity
End of 1967 & start of 1968	3	525
1968	6	1050
1969	9	1575
1970	12	2100

Table 2

Main Power stations in Lower Egypt and their ratings.

Name of Power Station	Number and capacity of Units in MW	Installed capacity in MW
1. Cairo North	2x30+1x20+2x10	100
2. Cairo South	4 x 60	240
3. Saptia	2 x 12 + 1 x 6	30
4. Shoubra	3x10.5+1x10+1x8+1x6	55.5
5. El-Tebbin	3 x 15	45
6. Cairo West	3 x 87	261
7. Suez	4 x 25 x 2 x 5	110
8. Talkha	3 x 30 + 3 x 12.5	127
9. Tanta	2x12+2x10+2x2.5+2x0.5	50
10. Damanhur	3 x 50 + 2x15	180
11. Alexandria	5+2x8.1+2x4.5+3x2.1 + 2 x 1.3	39.2
12. Siuf	4 x 26.6	106.4
13. Karmouz	4x16+1x10+1x4.75+1x4.1	82.85
14. El Mex steam	2 x 100	200
Total		1628

The circuit breakers used are air-blast type and their normal working pressure is 20 atmos.

Three synchronous condensers are connected to the 11 kv windings of the auto-transformers having a rating of 80 MVA each. The use of Synchronous condensers improve the stability of the line under normal and fault clearance conditions and improve the power factor at the substation bases.

The 500 KV auto-transformers and 500 KV shunt reactors are made as single phase units to facilitate transportation as to dimensions and weight. The 500 KV auto-transformers and 500 KV shunt reactors are water-oil cooled with forced circulation of the water and oil.

The synchronous condensers have electronic excitation. Reactor starting of the synchronous condenser in employed and the entire starting process is completely automatized. The synchronous condensers have a hydrogen cooling system.

The 220 kv buses are sectionalized since there are considerable number of outgoing lines. The dividing enables equipment maintenance and cleaning of installation at any part of the switch gear without reducing the operation reliability.

Coupling capacitors and high frequency line traps are mounted on each line for the relay protection, communications and signalling channels using the transmission line conductors. Lightening arrestors are installed at all circuits as protection against overvoltages.

The 11 kv switch gear is provided for the sub-station auxiliaries. The switch gear is divided into three sections by circuit breakers. Each section is fed from the 11 kv winding of its own 500 kv auto-transformer through a current limiting reactors.

Table (1)

Classification of present Power stations in accordance to their ratings.

Categories of power stations as to installed capactiy MW.	Number	Installed capacity		Generation	
		MW	°/。	Mill, KWH	°/。
Up to 1	52	26	2	56.7	1.5
From 1 to 10	54	177.5	13.6	380.2	10.2
Over 10	18	1105.0	84.4	3185.5	88.3
Total	124	1308.5	100	3622.4	100

completely finished by 1970. Table IV shows the schedule of their erection.

The Installed capacity of the power station will amount to 2100 MW by 1970. At the full operation of the station, the annual generation of the electric power will reach 9.5 x 10^9 KWH in 1978, while the annual electric generation in arid years will drop to 7 x 10^9 KWH.

It is estimated that the maximum load in Egypt will rise to 1625 MW in 1968 and to 2650 MW in 1978. The consumption of electric energy will rise within this period to 9.7 x 10^9 KWH in 1968, and to 15.8 x 19^9 KWH in 1978.

The annual consumption of electric energy per head will jump to about 400 KWH by 1978. This will put the consumption of electric energy per head in Egypt within the consumption of most civilized countries.

4 — THE HIGH DAM TRANSMISSION LINE :

The 500 KV transmission line between Aswan and Cairo is divided to three sections with intermediate sub-stations at Nag-Hammadi and Samalut and of a total length of 788 km.

The first section between Aswan and Nag-Hamadi is 237 km, that between Nag-Hammadi and Samalut is 343 km and the third section is 208 km. The two sub-stations at Nag-Hammadi and Samalut link the 132 kv circuit in upper Egypt with the 500 kv circuit. The High Dam transmission line consists of a double circuit supported on two separate steel towers 100 m apart with an average span of 400 m. The conductors of the 500 kv transmission line, the phase consists of three conductor bundles, are arranged horizontally and are 12 m apart. The bundle conductors are arranged in an equilateral inverted traingle and are 40 cm apart. The bundle conductors are steel cored aluminium with 19 steel strands and 54 aluminium strands. The steel strands are 2 mm diam. each and a total diam. of 10 mm.

The aluminium strands are 3.37 mm diam. each and the total conductor diam. is 32.2 mm. The total conductor cross-section is 541.7 mm^2 of which 482 mm^2 aluminium and 59.7 mm^2 steel.

To prevent the collision of the phase conductors spacers are fixed between the conductors at distances from 50 — 60 m.

Bundled conductors have increased current capacity and less reaction than a single conductor of equivalent cross-section. Also, the mutual shielding effects of sub-conductors reduces corona loss and radio interference.

The 500 kv conductors are insulated from the tower structure with conventional suspenision type insulators. The number of units is 23 and is increased to 32 or 36 in polluted areas.

The number of units along the line is increased recently in many regions to overcome the large effect of pollution in these areas.

Two sets of 3 x 55 MVA reactors are permanently connected to the 500 kv transmission lines without circuit breakers at Aswan. Similar reactors are connected at Nag-Hammadi and samalut through circuit breakers and are connected to the system only during light loads to compensate the capacitive reactive power.

5. — THE 500/220 Kv GAIRO SUBSTATION

The 500/220 kv Cairo substation comprise three groups of 500/230 $\pm$ 6 x 2°/o /11 kv 500 MVA three winding auto-transformer banks. They are provided with built - in on - load tap changing and the ratings of the winding are 100/100/45 o/o of the nominal rating. Two of the three auto-transformer will be connected without circuit breakers on the high voltage side.

(b) Converting 700,000 feddans to a better method of irrigation which will double the crop production.

(c) Securing the water necessary for irrigation of the present cultivated land and the land to be reclaimed in the future.

(d) Providing protection from the dangers of floods.

(e) Improvement of sailing on the Nile water.

(f) Generation of electrical power valued as being approximately 9.5 x 10^9 KWH annually to be utilized in industrial and agricultural development.

In addition there will be an increase in the energy generated from the Aswan dam hydro-electric power station.

The increase in the national income due to the High Dam propect is valued as being 234 million pounds annually. The project will also provide a water income of 14.5 x 10^9 cu.mt. annually to be consumed by the Sudan for irrigation.

2 — PRESENT SOURCES OF ELECTRICAL ENERGY IN EGYPT :

In 1962 the installed capacity at all power stations in upper and lower Egypt including the Aswan hydro-electric station comprised 1308 MW. In the U.A.R. there are 124 power stations in operation, of which only 18 have installed capacity exceeding 10 MW. Table I classifies the power stations as to the installed capacity and generation.

Among the top ten stations in Egypt that are running at present it is necessary to mention first of all the Aswan hydro-electric station having an installed capacity of 345 MW and a generation of 1003 million KWH, and also the thermal power stations in lower Egypt. Table II shows the main power stations in lower Egypt within the period up to 1968. In accordance with the data presented in table II, by 1968 the installed capacity of the main thermal power stations in lower Egypt will comprise 1628 MW. The guaranteed capacity is taken as 80°/。 of the total installed capacity and is equal to 1300 MW.

The development of the installed capacity, peak load and energy generated in the period 1952 — 1965 are given in table III.

The types of electric loads in Egypt may be divided into the following main groups :

(a) Industrial.

(b) Municipal.

(c) Irrigation.

The percentage of industrial load equals 66 o/o, of the municipal (including town transportation consumption) 28 o/o and irrigation 6°/。. By 1968 the industrial load will be only 61 o/o of the total, while the municipal load will drop to 13。/° and the irrigation load will jump up to 26。/°. The same percentage load division is expected in 1978.

3 — THE HIGH DAM POWER STATION :

The main six tunnels discharging water to the power station are each divided into two smaller tunnels of rectangular cross-section (7.5 x 22 mt) which supply the twelve turbines.

The High Dam hydro-electric power station, will have four units; each of them includes three hydro-generators of 175 MW each which are parallelly connected to their 206 MVA transformers. Each generator is vertically coupled to its turbine and generates at 15.75 KV. The generating units and their transformers are connected to the 500 kV double bus system through two circuit breakers. Two 320 MVA auto-transformers having 132 KV buses are connected to the above bus system to feed the load of the Aswan region. The installation and operation of the 12 generating units will be

THE HIGH DAM POWER STATION AND TRANSMISSION LINE

by

Dr. ROSHDY RADWAN

Lecturer, Faculty of Engineering

Cairo University

1 — HISTORICAL NOTE ON THE HIGH DAM PROJECT :

Water is the essential requirement for agricultural development in the United Arab Republic and the Nile is the only source of water; it yields an average annual income of 84 x 10^9 cu.mt. of water. However the income is of a fluctuating nature due to the presence of a number of factors controlling the Nile sources in Central Africa. During the dry seasons, the annual income falls to 45 x 10^9 cu. mt. exposing the land to draughts. Sometimes the income leaps up to 150 x 10^9 cu.mt. causing damaging floods; which destroy crops and submerge the land.

The amount of water fully utilized annually in both Egypt and the Sudan is only 52 x 10^9 cumt. Consequently the control of the water income has always been one of the most important problems facing Egypt. For this purpose a number of dams and reservoirs have been erected along the Nile. Nevertheless a tremendous amount of Nile water averaging 32 x 10^9 cu.mt. annually is being allowed to flow into the Mediterranean despite the vital need to use it in land reclamation to face the rapidly increasing population.

Realizing the importance of the problem a serious study was made of the possibility of building the Aswan High Dam and a decision was reached that the project was safe from all possible points of view.

The expenses were estimated to be 415 million pounds, 35°/° of which to import the necessary building equipment, the electric generating units and the transmission system in foreign currency.

The High Dam is located 7 km South of Aswan. Its length is 3600 m with only 520 m across the Nile passage. The High Dam breadth is 980 m at the bottom and 40 m at the top. Its hight is 111 m above the Nile bottom level or 196 m above sea level. The stored water level is 182 m upstream of the dam and is to be fixed at about 108 m downstream of the Dam.

Six tunnels will lead water to the power station. The stored water upstream of the dam will produce an artificial lake of 500 kms long and 10 kms average breadth with water at a level of 182 m.

The High Dam project is considered as the backbone of our plans for economical development which aim at doubling the National income in a period of ten years. The benefits to be gained are great and numerous, the main benefits are :

(a) An increase in the cultivated land by a reclamation of 1.3 million feddans.

secures high level of electronic exciter reliability at maintenance.

The rectifiers are connected in three phase bridge circuits. The valves are of an excitron type with a water cooling system. The average current of each valve is equal to 500 A, the inverse voltage — 2.5 KV.

The valves have auxiliary anodes and ignitors. Special circuits are provided to feed them. Two grids secure blocking and control valves. A semiconductor grid control device is connected to upper grids.

The rectifier connected to tappings of the auxiliary generator stator winding has the main load under normal operation conditions. As the rated field current of the hydrogenerator is 1400 A, d.c. load current of this rectifier is equal approximately to 1100-1200 A. Therefore this rectifier is called a working rectifier or a working group of valves.

The second rectifier is connected to the entire winding. It secures the ceiling voltage during faults and disturbances in the power system. Therefore this rectifier is called a forcing rectifier or a forcing group of valves, Its d.c. load current is 200-300 A under the normal operating conditions. Such currents are necessary to heat the main anodes. This secures readiness of the rectifier for sudden ceiling excitation. When the forcing group of valves secures the ceiling voltage the field current passes through the valves of this group.

The phase control of retard for the working group of valves is 40-50° and for the forcing group 110-120°. These values are related to the normal operating conditions. In order to get the ceiling voltage the phase control of retard must be minimum. As the rectifiers are connected on d.c. side in paralled and anode voltages of the forcing group are higher than anode voltages of the working group, the currents do not pass through the latter group.

The forcing group is also used for the field supression for the main generator. For this purpose the forcing group begins to operate as an inverter and the working group is blocked. Due to high anode voltages fast field supression will follow.

The electronic exciter of synchronous condenser is supplied from the network. The rectifier transformer is connected to the synchronous condenser terminals. As the field current is 1350 A and average current of ignitron is250 A it was decided to use a six-phase rectifier with interphase transformer.

The grid control system of ignitrons is of electromagnetic type with wide range of phase angles.

The intense field regulator of the generator reacts on a generator voltage deviation, first derivative of voltage, on the first and second derivative of transmission line currents I' and I''.

The intense field regulator comprises the following blocks :

1. Transmission line current block or line current block.
2. Current compounding block.
3. Voltage block.
4. Minimum field current limiter block. It prevent loss of synchronism at low field currents.
5. Feed back block.
6. Operation block.
7. Static frequency changer.

The intense field regulator of a synchronous condenser is provided for increasing the steady-state power limit of the transmission line and for effective damping of synchronous machine oscillations after some faults in the power system.

The regulator reacts on voltage deviation and its first derivative, frequency deviation and its first derivative. Most of the blocks are similar to the generator intense field regulator. The main difference is in using the frequency block for the regulator of synchronous condenser. This block consists of measuring and amplifying circuits. Measuring circuits are two resonance circuits tuned to 45 and 55 c.p.c Rectified currents of the resonance circiuts pass through the control vinding of the magnetic amplifier.

EXCITATION AND REGULATION SYSTEMS OF HIGH DAM POWERFUL SYNCHRONOUS MACHINES

By

Professor I. GLEBOV

Doctor of Technical Sciences

Hydrogenerators equipped with high-speed excitation systems and intense field regulators reacting not only on voltage and current deviation but also on their derivatives can operate at maximum possible power limits of steady-state stability. It is increased by 10-15% as compared with a usual rotating d.c. exciter and proportional voltage regulator. The increase of ceiling voltage of high-speed excitation systems from two up to four causes increase of transient stability limits by 12-15% at two-phase short circuits.

The investigation of the influence of hydrogenerator parameters on transient stability power limits shows that an increase of excitation ceiling voltage allows to compensate for or considerably decrease the unfavourable influence of reactance increase and generator mechanical inertia decrease on the transient stability of power transmission lines.

The research results show that intense field regulation (i.e. regulation according to deviation of some parameters and derivatives of these parameters) produces a desirable effect only in combination with high-speed excitation.

The advantages of high speed excitation are realised at Sadd-El-Aali Power Station, where a.c. exciters with controlled mercury-arc rectifiers of exitron type are used.

For the synchronous condensers at Cairo substatoin electronic excitation system with controlled mercury-are rectifiers of ingnitron type is used.

The auxiliary a-c generator feeds two mercury—arc rectifiers. The auxiliary a.c. generator is mounted on the common shaft with the main water-wheel generator. Its rated apacity is 2750 KVA, the rated line-to-line voitage of the total field winding — 1320 V. the line-to-line voltage between tappings is one third of the total voltage, that is 440 V, the nated current 1200 A.

As the auxiliary generator is used the excitation system is of a separate type. The auxiliary generator is placed between the spider and the alternator rotor. The rotor of the a.c exciter is mounted on the central rotor disc of the alternator and its stator is mounted under the upper spider. At such an arrangement the additional increment of unit height for accomodation of an exciter is not needed.

The auxiliary generator has a d.c. exciter on the shaft. The d.c. exciter has self-excitation and differential excitation widndings. In order to have constant voltages on the a.c. exciter terminals an automatic voltage regulator with magnetic amplifiers is used.

In order to get a high level transient stability of the transmission line the ceiling voltage of the generator field winding is taken 4 with respect to the rated field voltage. Therefore it is necessary to have two rectifiers. But the operating conditions of an excitation system with two recitifiers are more favourable as the valve inverse voltages under normal operating conditions are considerably lower than in a circuit with one rectifier. Besides, we have a good reserve in the excitation system with two rectifiers. All this

This scope of the network construction may be characterized as follows :

1) 500 *KV transmission lines* :

Length 2 x 788 = 1576 km.
Consumption of steel for towers, foundations and earthing conductors = 41000 tons.

ACO-500 type conductors = 27000 tons.

2) 220 *KV transmission lines*:

Length 510 km. (double-circuit).
Consumption of steel 7,5 thousand tons.
ACO-400 and ML-240 type conductors—about 3000 tons.

3) 132 *KV transmission lines*:

Length 248 km. (double-circuit).

Consumption of steel — about 7500 tons
AC-120 type conductors — about 2000 tons.

4) The total tranformer capacity (excluding that at the High Dam hydroelectric station), to be installed at all 500 KV substations will constitute 2260 MVA.

5) The total transformer capacity to be installed at all 220 KV substations will be equal to 1450 MVA.

6) The total transformer capacity to be installed at all 132 KV substations will be equal to 256 MVA.

Dispatching control of the Unified Power System of the UAR will be exercised by :

a) Central dispatching office located in Cairo.

b) Lower Egypt dispatching office located in Cairo.

c) Middle Egypt dispatching office located in Nag-Hammadi.

The condition of the UAR power industry it the end of 1968 may be characterized as follows :

1) *Installed capacity* of all power stations comprising the UAR Unified Power System will be equal to about 2800 MW :

a — thermal power stations 1400 MW.

b — hydraulic power stations,1400MW

2). *Generation of power* 10.6 billion KWH:

a — thermal power stations about 6 billion KWH.

b — hydraulic power stations about 4.6 billion KWH.

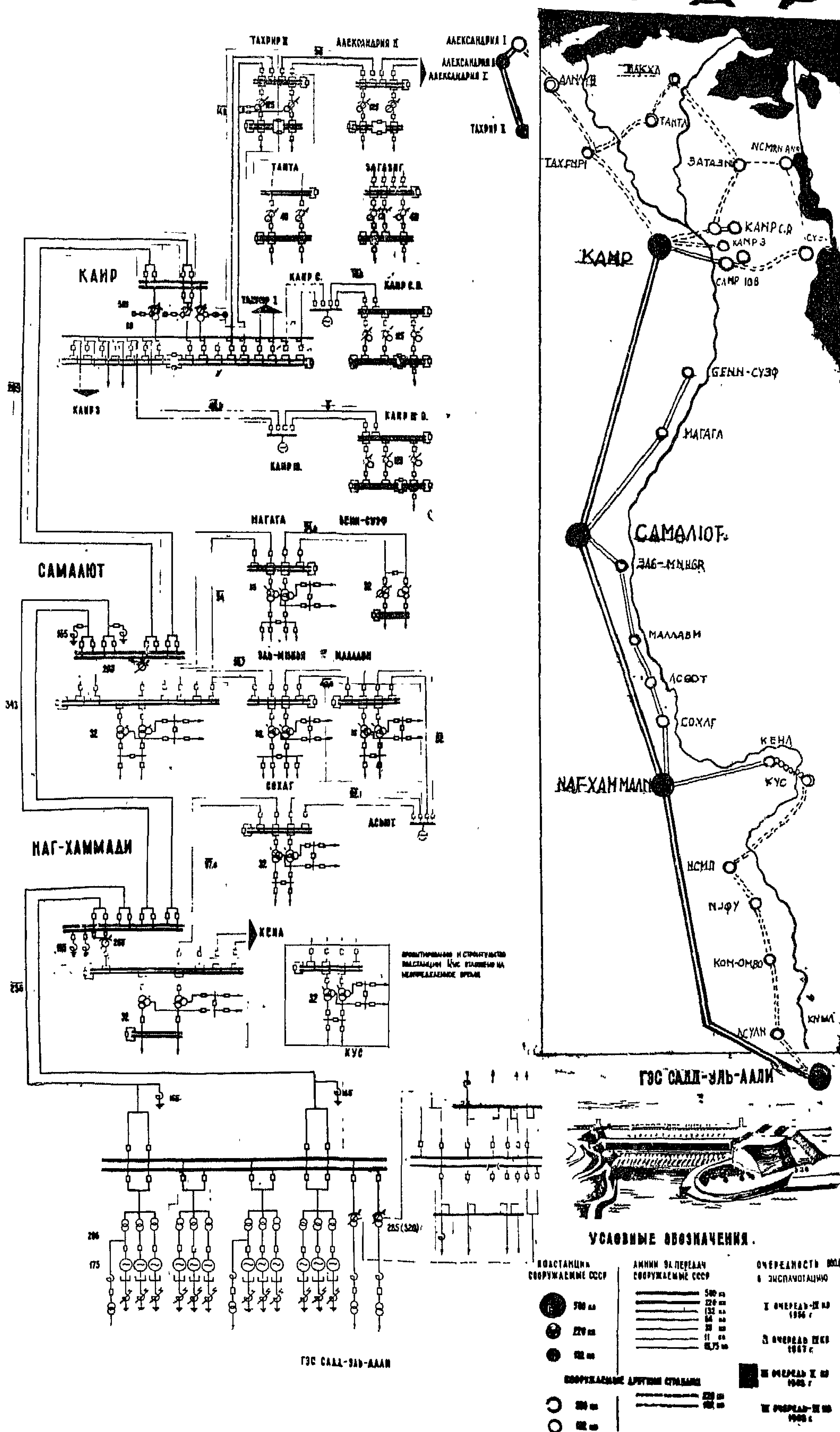
3) Peak load for the entire UAR will constitute 1800 MW.

a — for Upper and Middle Egypt 450 MW.

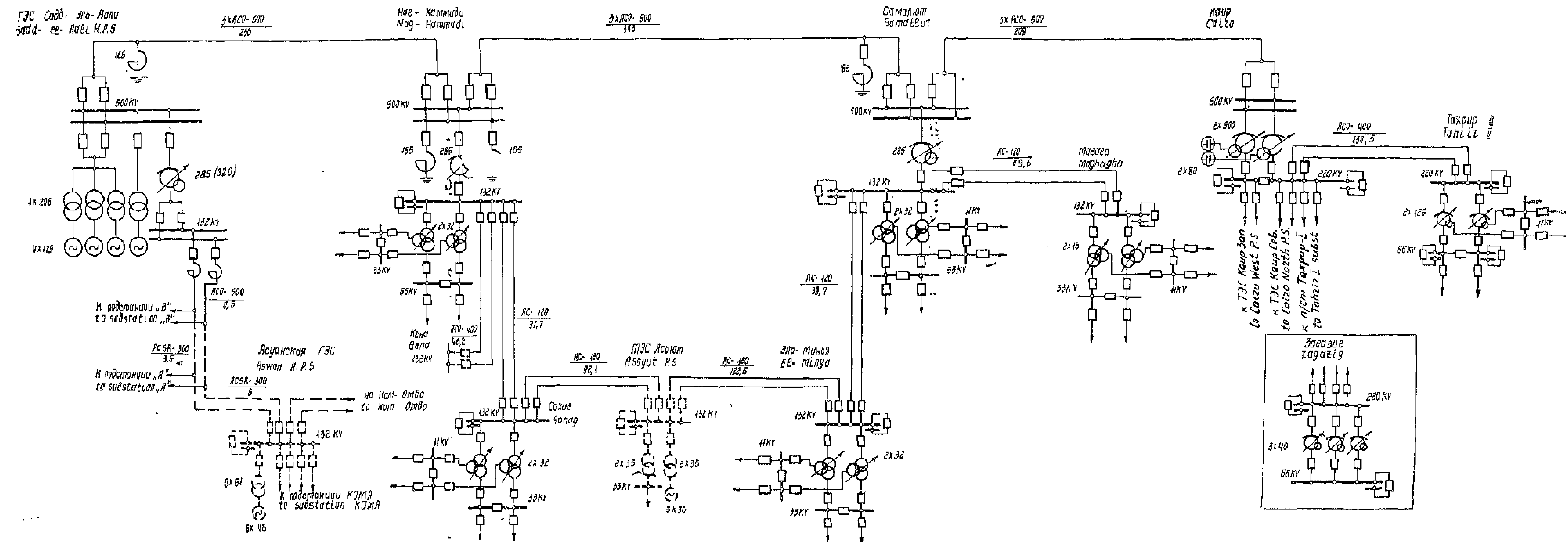
b — for Lower Egypt 1420 MW.

ooOoo

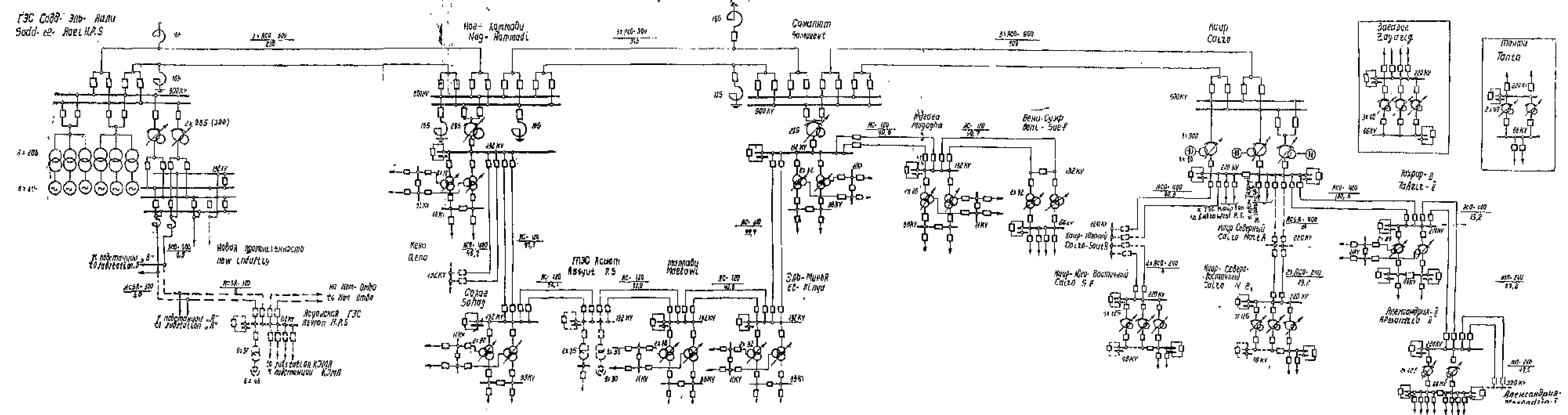
ЭЛЕКТРИЧЕСКИЕ СЕТИ 500, 220, 132 КВ ОАР



Пусковые режимы ГЭС Садд-Эль-Аали и сетей 500, 220 и 132 кв в ОАР
2-й этап—II квартал 1968 года
The Putting into Operation Schemes of the Sadd-el-Aali Power Station and the 500, 220 & 132 kv Networks in UAR. Stage 2-II-nd quarter 1968

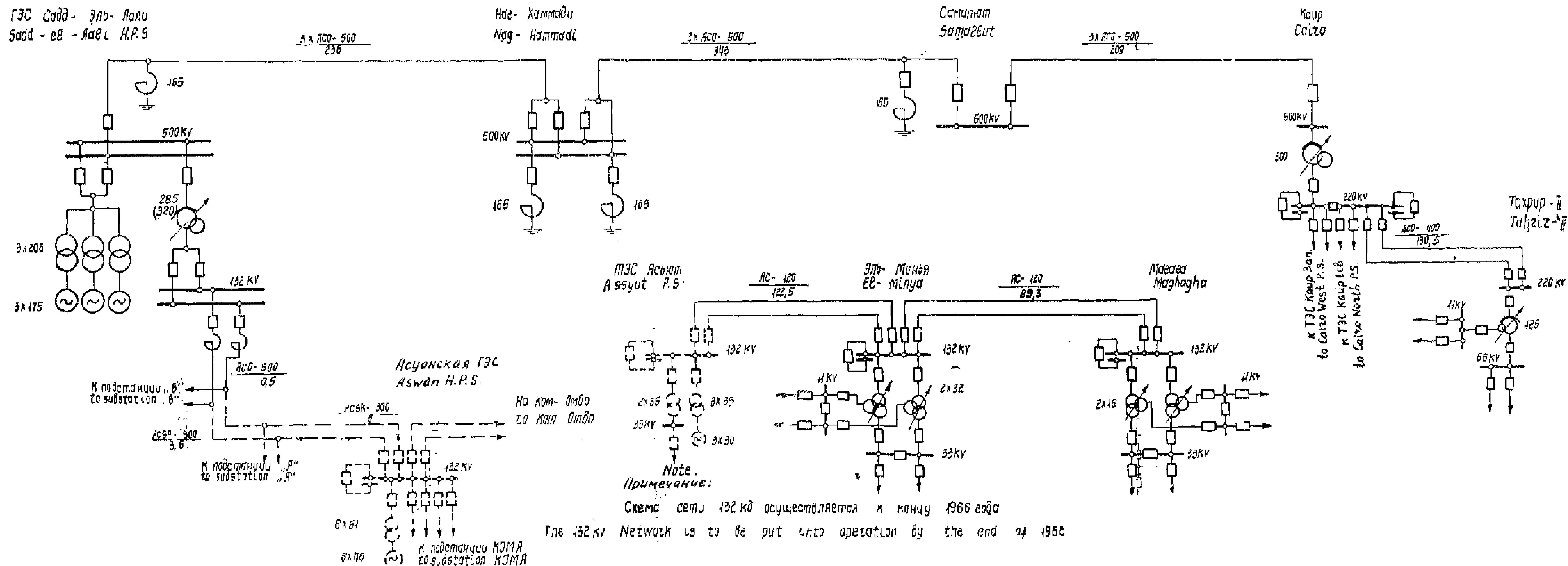


Пусковые режимы ГЭС Садд-Эль-Аали и сетей 500, 220 и 132 кв в ОАР
3-й этап-IV квартал 1968 года
The Putting into Operation Schemes of the Sadd-el-Aali Power Station and the 500, 220 & 132 kv Networks in UAR
Stage 3-IV-th quarter 1968



Пусковые режимы ГЭС Садд-Эль-Аали и сетей 500, 220 и 132 кв в ОАР
1-й этап - декабрь 1967 года

The Putting into Operation Schemes of the Sadd-el-Aali Power Station and the 500, 220 & 132 KV Networks in UAR
stage 1 - december 1967



The 500 KV transmission lines have been designed for a carrying capacity of 1500 MW and supply of 6 billion KWH a year.

The 500 KV transmission network comprises 2 separate overhead lines, 788 km. long, and 3 step-down receiving substations, two 500/132 KV substations are located in Nag-Hammadi and Samalout and one 500/220 KV in Cairo.

The 500 KV networks will be put into operation in the following stages :

FIRST STAGE : 4th quarter, 1967

During this period one circuit (eastern) of the 500 KV transmission line will be put into operation. No autotransformers will be installed at the Nag-Hammadi and Samalout substations at this time. Instead there will be erected 4 groups of 3 x 55 MVA 500 KV reactors including 5 reactor phases at the High Dam hydro-electric station.

The 500 KV Cairo substation will have 1 autotransformer group (3 x 167 MVA = 500 MVA) and one reserve phase.

Electric power will have to be supplied from the 500 KV Cairo substation over 220 KV networks.

From the High Dam hydroelectric station electric power will be supplied at this stage to the :

a) Upper Egypt power system through the 132 KV network (acc. to the scheme) and

b) Lower Egypt power system through the 500 KV line (acc. to the scheme).

During this period the Middle Egypt power system will be supplied not from the 500 KV transmission lines but from the Thermal Power station at Asiut over local 132 KV networks with the 132 KV substations at El-Minia, Magaga and Sohag having been put into operation.

SECOND STAGE : 2nd quarter, 1968

During this period the commercial operation of the equipment of the High Dam hydroelectric station and 500, 220 and 132 KV network commissioned according to the first stage scheme is being perfected and further development of the 500, 200 and 132 KV net work being made.

At this stage the following is intended to be put into operation :

1) One autotransformer group (500/132 KV, 3 x 95 = 285 MVA) as well as one reserve phase at the Nag-Hammadi substation.

2) One autotransformer group (500/132 KV, 3 x 95 = 285 MVA) and one reserve phase at the Samalout substation.

3) Second autotransformer group (3 x 167 = 500 MVA) and two 80 MVAR synchronous condensers at the Cairo 500 KV, substation.

4) 220 KV networks of Lower Egypt are further developed (in accordance with the scheme).

5) 132 KV networks are further developed in Upper and Middle Egypt.

THIRD STAGE : 4th quarter, 1968

During this period all 500, 220 and 132 KV networks designed by the USSR and constructed in cooperation with the USSR will be completed.

THE HIGH DAM 500 , 220 , 132 KVNETWORKS

By

A. MIROLYUBOV, Direct or

Long-Distance Transmission Dept.
"Energoset project", Moscow, USSR.

The unique High Aswan Dam hydrotechnical and electrical project will comprise a hydroelectric power station whose design installed capacity will be equal to 2100 MW. The power station will be capable of generating 10 billion KWH a year.

There will be 12 hydraulic generators installed at the power station, each with a capacity of 175 MW. These will be installed to form 4 similar units with 3 generator-transformers in a unit. The capacity of each unit thus will be : 3 x 175 = 525 MW.

In order to supply loads of the Aswan area two groups of 500/132 KV, 320 MVA auto-transformers are going to be installed for connecting the 500 KV switchgear with the 132 KV switchgear of the High Dam hydroelectric station.

The local area will be supplied from the 132 KV outdoor switchgear busbars over 132 KV outgoing lines (according to the scheme).

The hydroelectric power station is intended to be constructed in three stages :

FIRST STAGE : The 4th quarter, 1967.

The first unit comprising 3 hydraulic generators with a total installed capacity of 525 MW will be put into operation. Depending on the head each hydraulic genertor will generate 100 MW, that is, the total capacity of the unit will be equal to 300 MW.

SECOND STAGE : 1968

The second unit will be put into operation during this period bringing the installed capacity of 6 generators to 1050 MW. Due to the head the actual capacity will constitute about 1000 MW.

THIRD STAGE : 1969

The third unit will be put into operation during this period, that is by this time 9 generators with a total installed capacity of 1575 MW will be in operation. Due to the hydraulic head the actual capacity will be 1200 MW.

FOURTH STAGE : 1970

The remaining units will be commissioned during this period and the total installed capacity will become equal to 2100 MW. At this time power will be generated according to the schedule.

Electric power is going to be supplied to:

1) Middle and Lower Egypt — over 500 KV Aswan-Cairo transmission line.

2) 132 KV Upper Egypt network for feeding local loads.

EDITING COMMITTEE

INFORMATION

- The editors welcome the publication of engineering researches and articles as well as discussions on any material appearing in this periodical.
- This periodical does not hold itself responsible for the opinions expressed in it.
- Any material intended for publication must be sent to the Secretariat at the address of the Engineering Society at Cairo.

SUBSCRIPTIONS

All members of the Engineering Society at Cairo are, ipso facto, subcribers to this periodical.

Subscription for engineers P.T. 60 per annum.

Subscription for others P.T. 200 per annum.

HEAD OFFICE

Egyptian Society of Engineers.
28, Ramses Avenue, Cairo. Tel. 52106

ADVERTISEMENTS

JOURNAL OF
THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS
U.A.R.

QUARTERLY SCIENTIFIC PROCEEDINGS

ISSUED BY

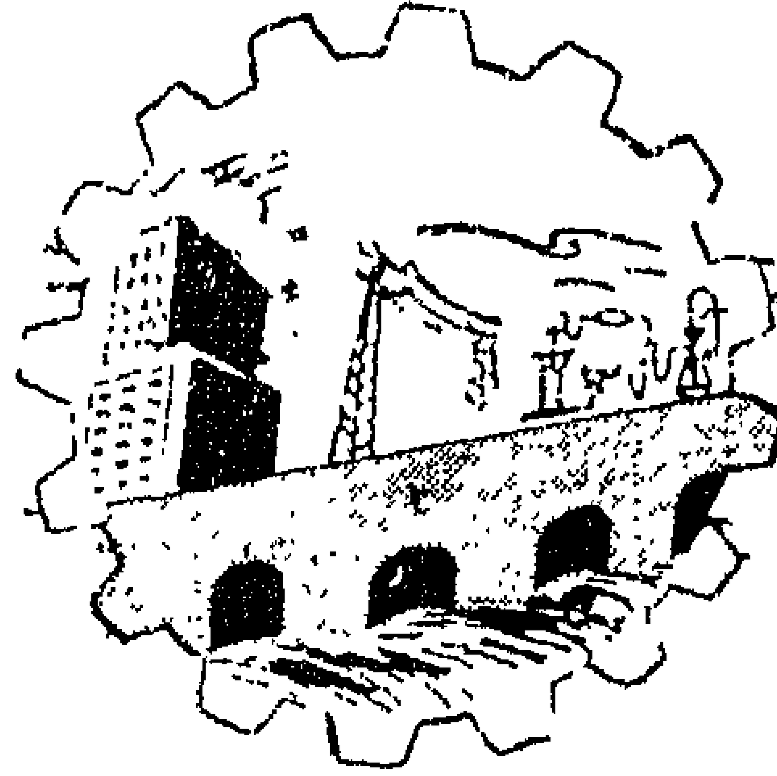
THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS—U.A.R., CAIRO

VOL. VIII., No. 1, Jan.-Feb.-Mar., 1968.

CONTENTS

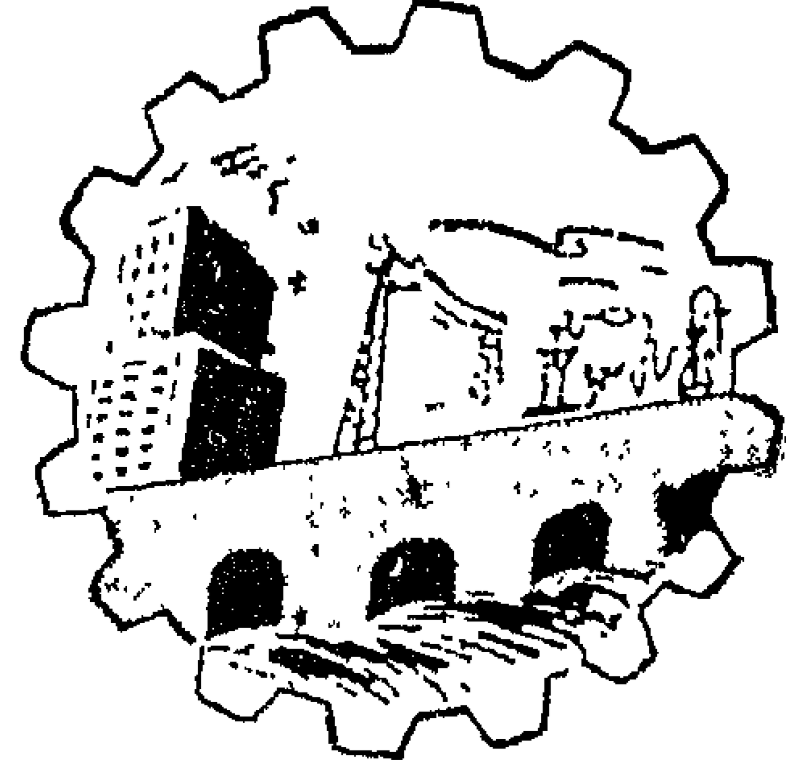
ENGLISH SECTION

ARABIC SECTION



JOURNAL OF THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS U.A.R.

Jan.-Feb.-Mar. 1968
Vol. II.
No. 1.



مجلة

جمعية المهندسين المصرية

أبريل – مايو – يونيو ١٩٦٨ | المجلد السابع | العـــدد الثانى

المطبعة العالمية ١٦ و ١٧ ش ضريح سعد بالقاهرة

مجلة

جمعية المهندسين المصرية

مجلة علمية هندسية — تصدرها كل ثلاثة شهور

جمعية المهندسين المصرية بالقاهرة

السنة السابعة | العدد الثانى | أبريل — مايو — يونيو ١٩٦٨

محتويات هذا العدد

القسم العربى

القسم الافرنجى

بيـانات :

مقر المجلة :

جمعية المهندسين المصرية
٢٨ شارع رمسيس بالقاهرة
تليفون ٥٢١٠٦

الاشتراكات:

- جميع أعضاء جمعية المهندسين بالقاهرة مشتركون فى المجلة بحكم عضويتهم

الاشتراك السنوى:

	للمهندس	للهيئات
لغير الأعضاء :	٦٠ ص	٢٠٠ ص

- ترسل البحوث والموضوعات والتعليقات إلى أمانة التحرير بمقر جمعية المهندسين المصرية بالقاهرة
- ترحب المجلة بما يرسل إليها من بحوث وموضوعات هندسية، أى تعليقات علمية للمناقشة
- المجلة غير مسئولة عن الآراء التى تنشر وتعبر عن رأى كاتبها فقط

لجنة التحرير

المنشآت الفراغية المعدنية

METALLIC SPACE STRUCTURES

للدكتور عصام عبده بدر
والدكتور محمد سامى الشافعى

كان لتقدم العلم والتكنولوجيا أثر فعال على مفهوم العمارة التى أصبحت تعتمد على تخصصات فنية كثيرة ، وأصبح واجباً على المهندس المعمارى أن يكون ملماً إلماماً كافياً بأسس التخصصات المختلفة حتى يتمكن من التنسيق بين أعمال الإخصائيين المتعلقة بصناعة البناء . ويعتبر عمل المهندس الإنشائى أساساً هاماً يتوقف عليه إمكانية إخراج الفكرة المعمارية إلى حيز الوجود .

وبالرغم من التعاون الوثيق الذى وجد أحياناً بين كل من المهندس المعمارى والمهندس الإنشائى ، إلا أن هـذا فى رأينا ليس كافياً حيث أن الفصل المهنى بين العمارة والهندسة الإنشائية لا يحقق الإندماج التام بينهما .

ويتحتم علينا لكى نحقق عمارة تتفق مع إمكانيات عصرنا العلمية والتكنولوجية أن نزيل الإنفصال بين العمارة والإنشاء وأن يتفهم المهندس المعمارى بكفاية الإمكانيات الإنشائية المعاصرة بدلا من أن تكون تلك الإمكانيات سبيلا لإضافة أشكال إنشائية يستعملها دون تفهم حقيقى لطبيعتها .

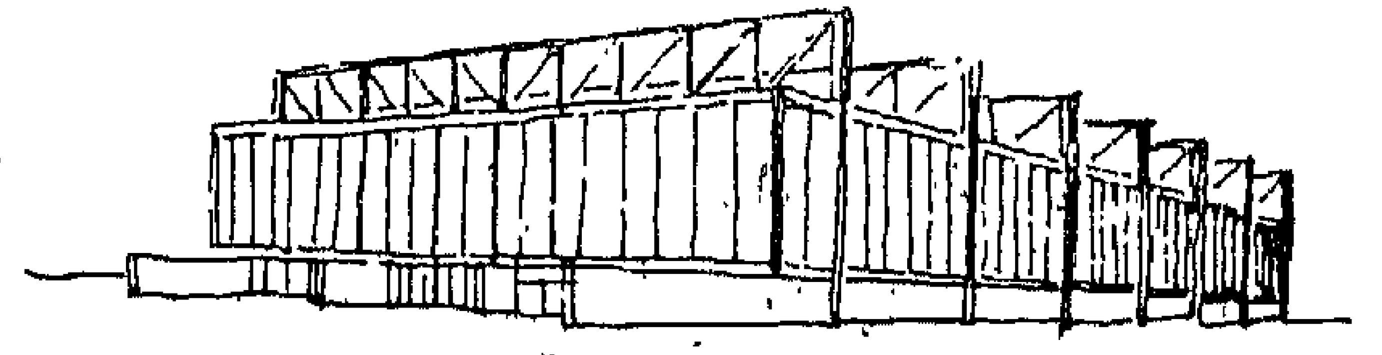
وبدخول الحديد كمادة إنشائية فى النصف الثانى من القرن التاسع عشر واستعماله فى إنشاء الكبارى ثم المعارض ومحطات السكك الحديدية أصبح للتقدم الهندسى أثر كبير فى المفهوم المعمارى (Architectural concept) ، وقد قام منذ ذلك الوقت رواد الفكر المعمارى بالمناداه بترك العمارة الأكاديمية كفن يتقيد بقواعد خاصة ملزمة إلى عمارة تعتمد على التقدم العلمى والتكنولوجى بكل إمكانياته من مواد وطرق إنشاء جديدة .

وقد تطور استعمال الحديد كمادة إنشائية تبعاً لتقدم تصنيعه من حديد زهر (cast iron) إلى حديد مطاوع (wrought iron) وأخيراً إلى صلب (steel) ، وقد بدأ استعمال الحديد فى المبانى كأعمدة ، ثم استعمل بالأسقف ككمرات رئيسية وجمالونات ، وتطور بعد ذلك استعماله إلى اقامة منشآت كاملة به وقد أدى تقدم الصناعة واستعمال الوحدات السابقة التصنيع فى الإنشاء والتقدم العلمى فى حساب الإنشاءات إلى إدخال نوع جديد من الإنشاءات المعدنية ، يحقق وفراً كبيراً فى المادة المستعملة ، ويمكن من تغطية بحور كبيرة جداً وهى المنشآت الفراغية (Space Structures) .

تطور الإنشاءات ذات الاتجاهين

(two-dimensional structures)

يعتبر الإنشاء الخشبى خلال تاريخ البناء القديم النواة الأولى لفكرة الإنشاء الهيكلى بوجه عام ، فمن طريقة تكوينه من عناصر كالأعمدة والكمرات والشكالات وخلافه ، استوحيت فكرة تجميع عناصر خطية (Linear elements) فى هيكل إنشائى متكامل .



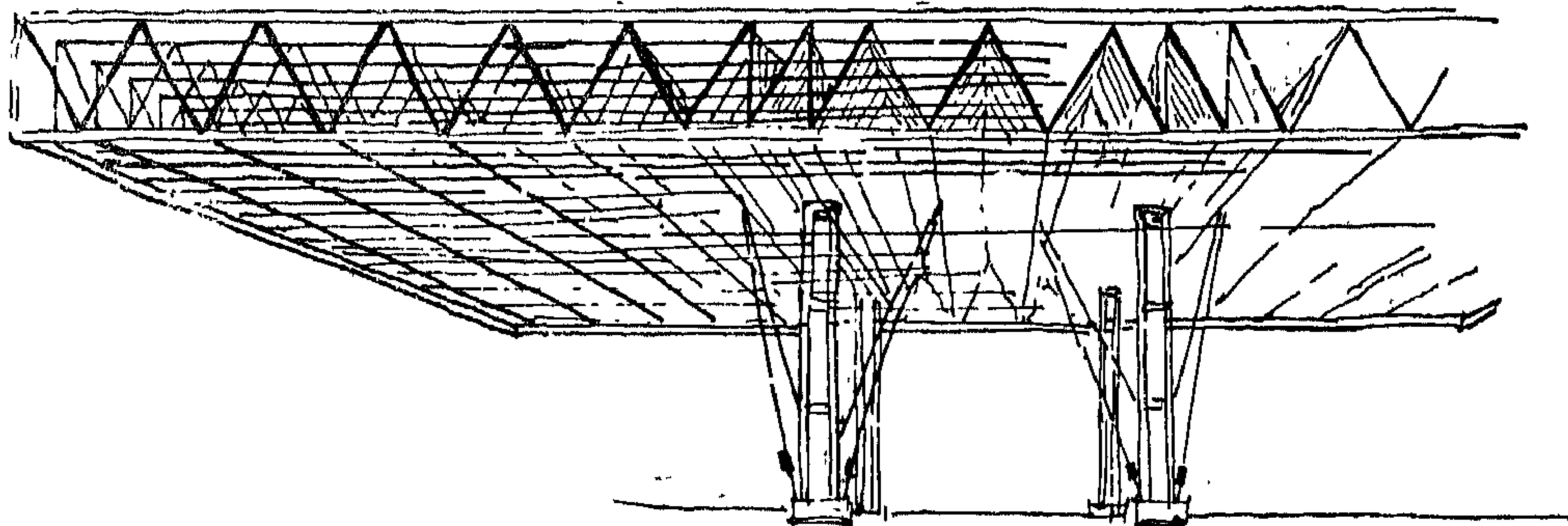
شكل ١ — مسرح مانهايم Mannheim Theatre ١٩٥٣
المهندس ميس ڤان در روه

وقد يتكون الهيكل الإنشائى من أعمدة وكمرات رئيسية مكونة من قطاعات من الحديد فى شكل شبكى فى مستوى واحد يحقق توزيع الجهود (Stresses) خلال أعضاء المنشأ ومن الأمثلة الناجحة المعبرة عن الفكرة الإنشائية لهذا النوع من الإنشاء مسرح مانهايم (Mannheim Theatre) (عام ١٩٥٣) شكل (١) ، ومبنى العمارة بجامعة الينوى Crown Hall وهما للمهندس ميس فان در روه .

ومنذ نهاية الثلاثينيات بدأ ڤاخسمان Wachsmann محاولات لحل مشكلة تغطية البحور الكبيرة . وقد نجحت دراساته فى هذا الاتجاه عام ١٩٤٤ - ١٩٤٥ بالوصول إلى تصميم هياكل إنشائية وحوائط متحركة أطلق عليها اسم المنشآت الحركية (Mobilar structures) . وقد قام بتمويل هذه الدراسات مؤسسة أطلس للطيران (Atlas Aircraft Corporation)

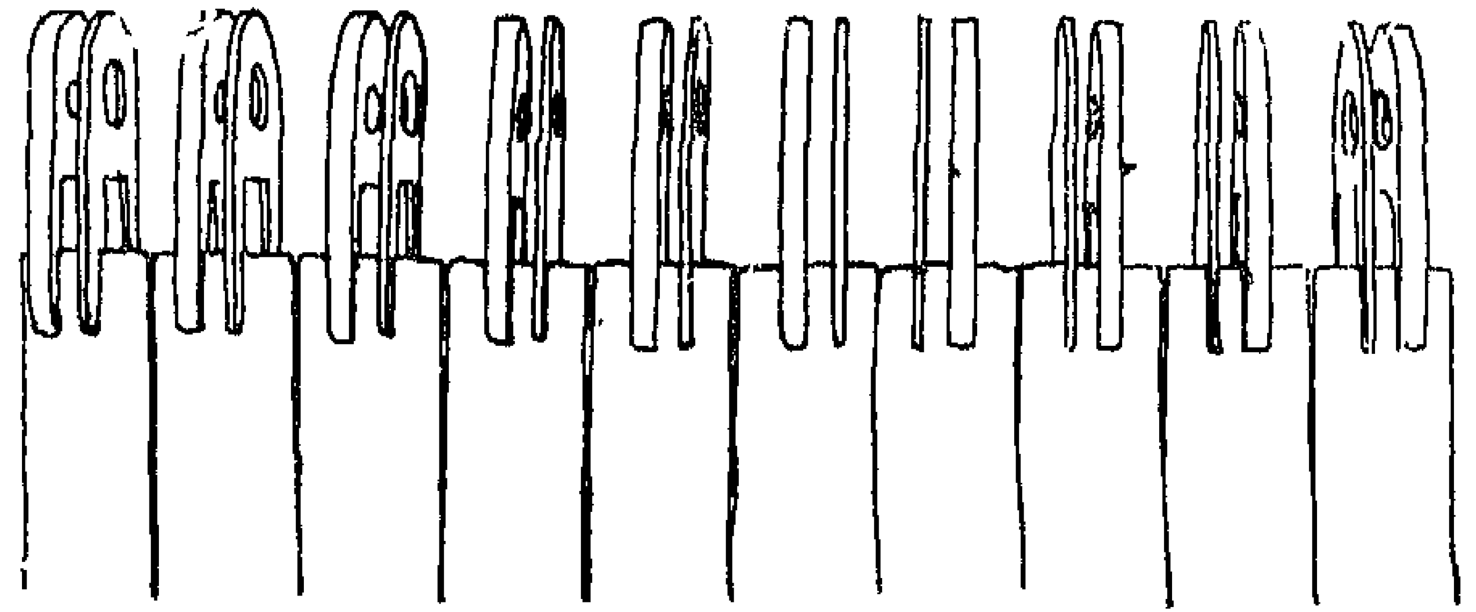
وتتلخص الدراسات فى محاولة الانتفاع بالمزايا الاستاتيكية للقطاعات الدائرية للمواسير الصلب (tubular steel sections) وبالتالى محاولة إيجاد الوصلة المناسبة ، والتى تسمح بتجميع المواسير مع بعضها فى نقطة واحدة .

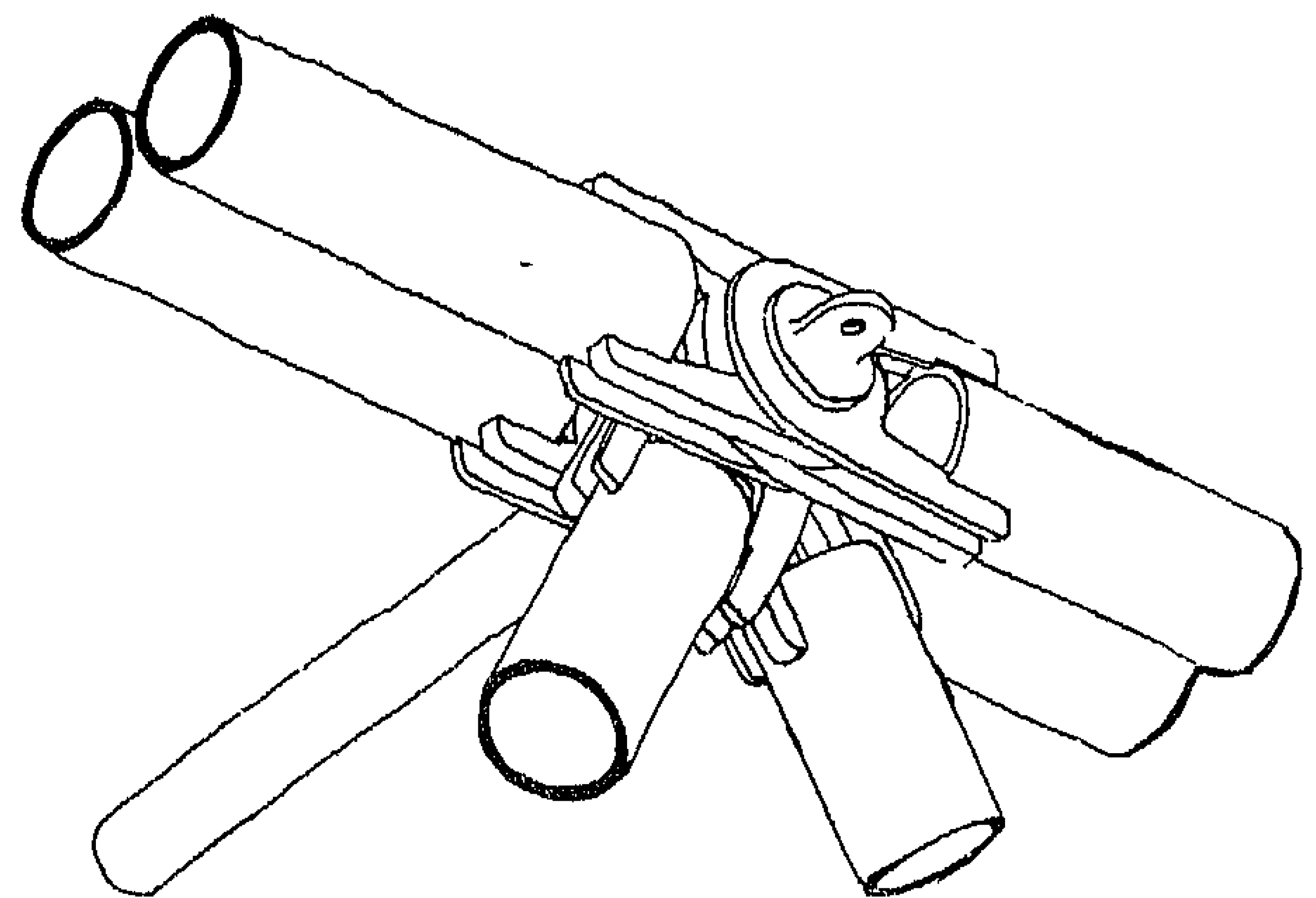
والفكرة الأساسية فى الوصلة التى فكر فيها ڤاخسمان تعتمد على لحام قطعتين من الصلب بسمكين مختلفين فى نهاية كل ماسورة ، وبكل من القطعتين ثقب دائرى ، وتجمع المواسير بإدخال مسمار عمودى على محاور المواسير خلال هذه



شكل ٢ — تصميم حظيرة للطائرات ، ١٩٤٥ ، المهندس ڤاخسمان

الثقوب ، وقد روعى فى التصميم أن ينطبق الوجه الداخلى للقطعة الأكثر سمكاً بنهاية كل ماسورة مع محور الماسورة ذاتها ، أما القطعة الأخرى فيكون سمكها بحيث يسمح بموازنة الإنحراف المحورى الناتج من تجميع المواسير شكل (٣) .





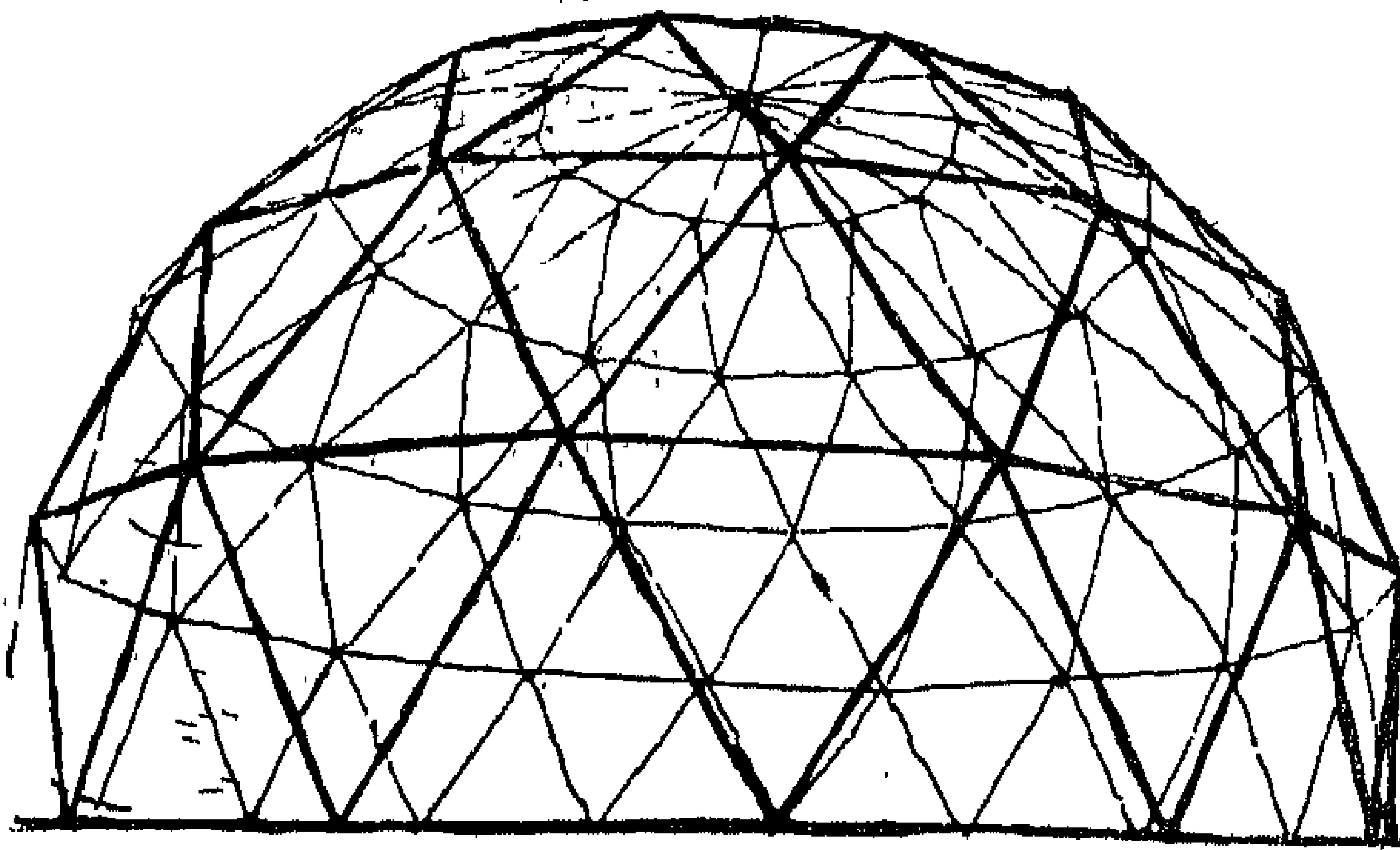
شكل ٣ — تصميم الوصلة : المهندس فاخسمان

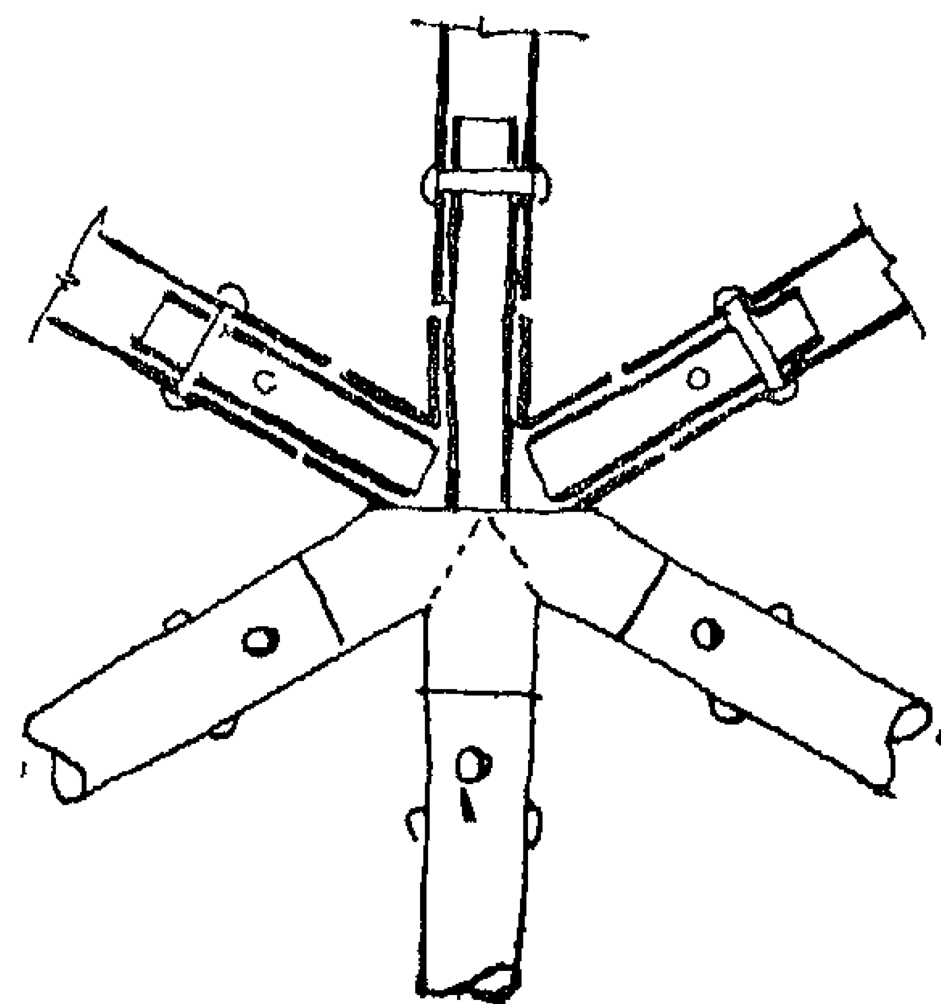
ويمكن بهذه الطريقة تجميع أى عدد من المواسير فى هيكل إنشائى ذى كفاءة عالية ، وذلك باستعمال تلك الوصلات البسيطة التى تحقق وفراً كبيراً فى المادة ، بالمقارنة إلى الوصلات التقليدية التى تعتمد على التجميع بواسطة الزوايا وألواح الصلب .

ويمكن أن تطبق هذه الطريقة للهيا كل الإنشائية بصفة عامة سواء فى الأسقف أو الكمرات الرئيسية أو الأعمدة أو الحوائط ، فإنه بزيادة أسماك المواسير المستخدمة يمكن زيادة قوة تحمل تلك المواسير وبالتالى مقاومة الجهود الزائدة التى تنشأ فى بعض المناطق، خاصة الكوابيل والكمرات الرئيسية.

وقد قام فاخسمان بتطبيق هذه الطريقة فى دراسات لتصميم حظائر للطائرات شكل (٢) . وكانت الفكرة الإنشائية تعتمد على استخدام كمرتين رئيسيتين (two main frames) تتعامد معهما كمرات ثانوية (secondary frames) تمتد على ناحيتى الكمرتين الرئيسيتين على شكل كابولى ، وتبلغ المساحة المغطاة حوالى ٤٢,٠٠ × ٦٠,٠٠ متراً .

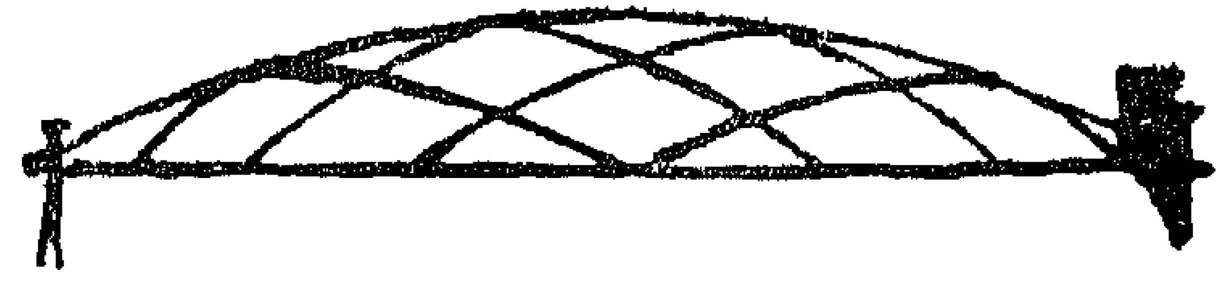
وترتكز الكمرات الرئيسية الحاملة للسقف على أربعة أعمدة داخلية صممت أيضاً من مواسير من الصلب واستخدمت فى تجميعها نفس الطريقة .

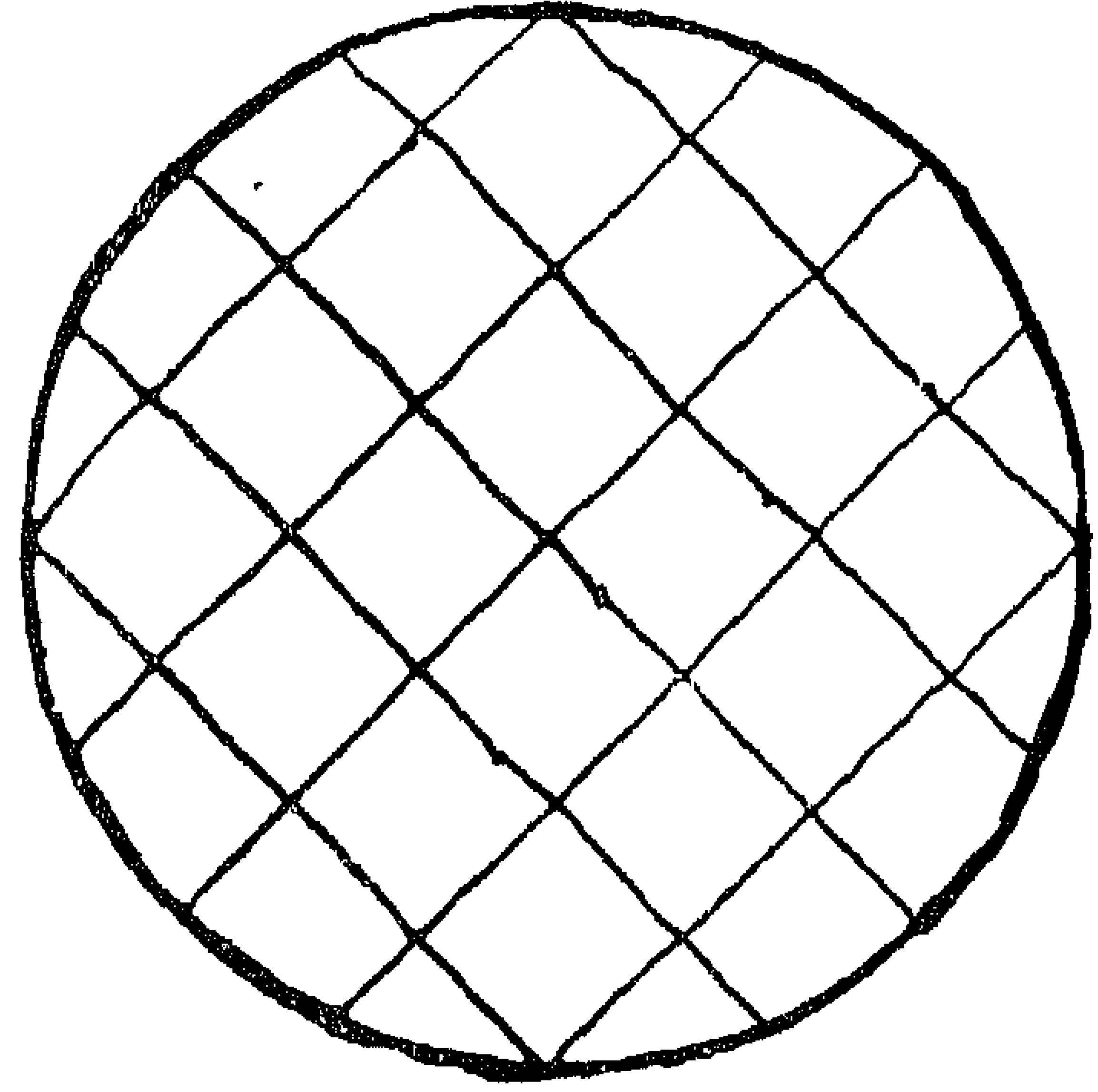




تفصيل الوصلة

شكل ٤ — حظيرة للطيور بحديقة الحيوان بروما «قطر ٣٠,٠٠ متر»

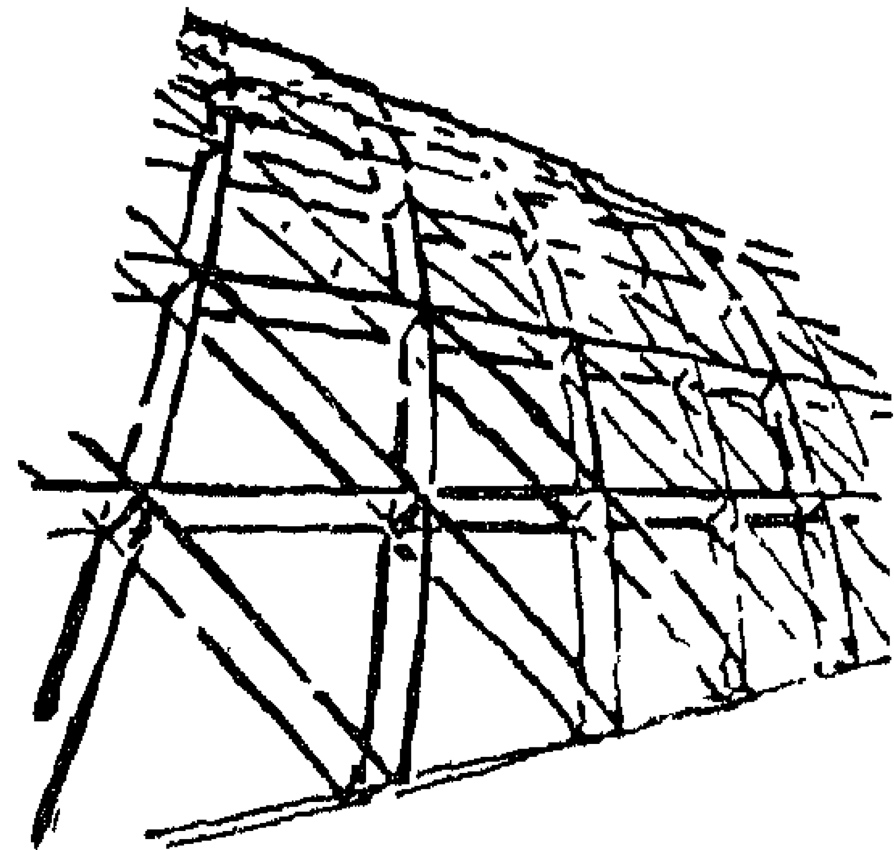




شكل ٥ — تصميم لقبة ذات إنحناء بسيط « قطر ٢٤،٠٠ »
المهندسون إنشاءات دياجريد

وقد روعى فى التصميم تقوية منطقة اتصال الأعمدة بالسقف حيث تزيد الإجهادات ، كذلك ربط الكمرات الثانوية ببعضها بواسطة كابلات من الصلب فى اتجاه عمودى عليها . ويسمح هذا الإنشاء بمرونة كبيرة فى الإمتداد فى الإتجاه الطولى (اتجاه الكمرات الرئيسية) .

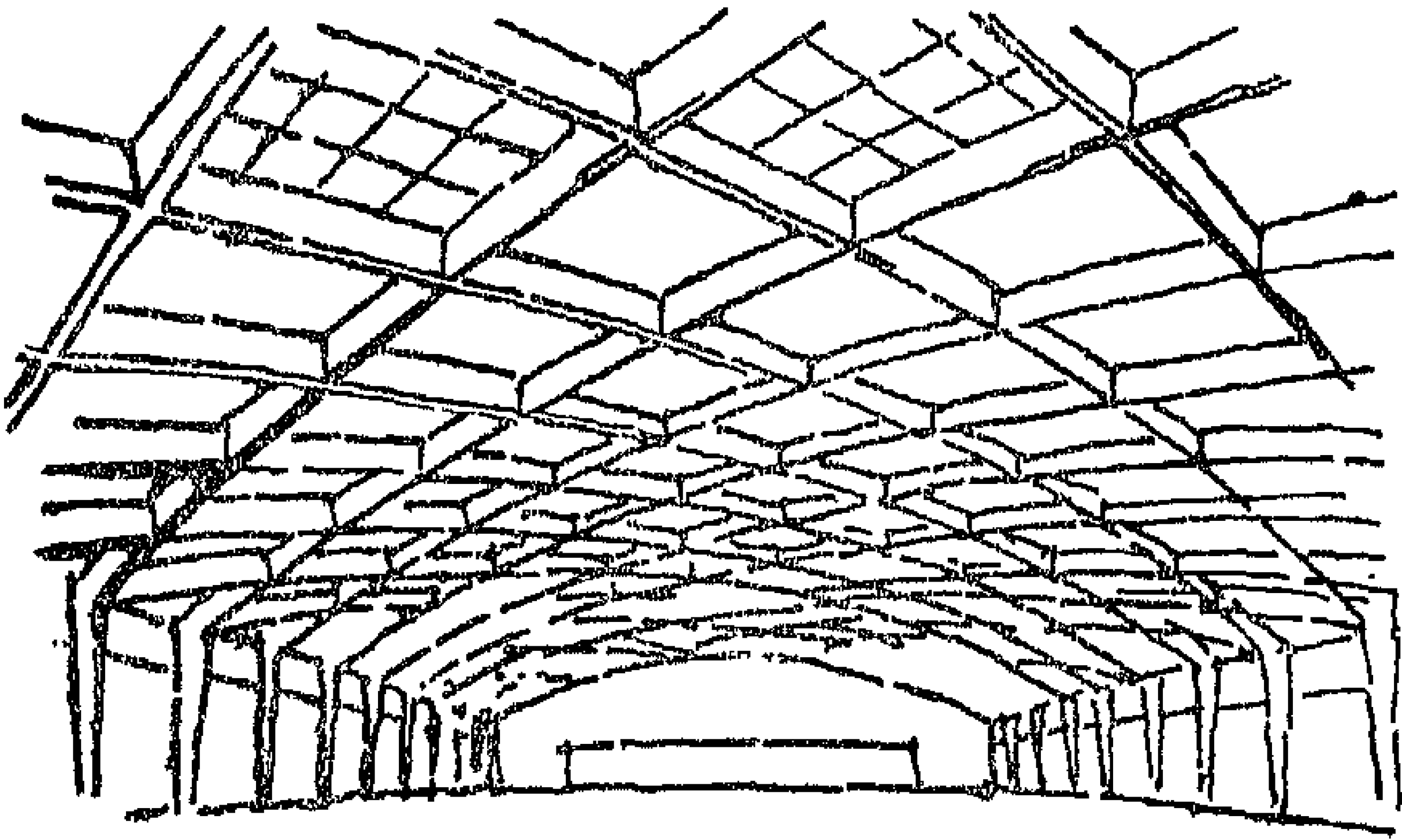
وقد تطورت فى العشرينات فكرة إنشاء الأسقف ذات الكمرات المتقاطعة فى اتجاهات قطرية Lamella Structures . ومن أوائل الأمثلة لتطبيقها : الشدة الحديدية



شكل ٦ — الشدة الحديدية بمبنى السوق الكبير بفرانكفورت ١٩٢٧

التى استعملت لتنفيذ الأسطح القشرية الخرسانية المقببة لمبنى السوق الكبير فى فرانكفورت (١٩٢٧) وهى مكونة من أعصاب شبكية شكل (٦) .

ومن الأمثلة الناجحة فى هذا الاتجاه مبنى صالة للعرض بلوزان (١٩٥٠) ويتكون الإنشاء فيه من كمرات متقاطعة قطرياً وملحومة ببعضها لتغطى فراغاً يبلغ بحره حوالى ٤٤،٠٠ متراً شكل (٧) .



شكل ٧ — صالة للعرض . بلوزان (١٩٥٠)
بحرة ٤٤،٠٠ متر

ويصلح هذا النوع من الإنشاء بوجه خاص لإنشاء القباب ويلاحظ أنه فى حالة القباب ذات الإنحناء القليل (flat domes) تزيد الإجهادات بشكل ملحوظ عند نقط تقاطع الكمرات. ولذا يستحسن زيادة تماسك الأعصاب الإنشائية عند هذه النقط وذلك باستعمال اللحام بدلا من المسامير (rivets) لتجميع العناصر ، ومن الممكن أيضاً تخفيف هذه الجهود بإضافة حلقات دائرية أفقية لمقاومة قوة الدفع الناتجة من الأعصاب القطرية ذلك علاوة على أنها تعمل أيضاً على تماسك الهيكل الإنشائى للقبة (شكل ٤ ، ٥) .

تطور فكرة الإنشاء الفراغى
(Space Structures)

أما عن التفكير الإنشائى الفراغى ذى الأبعاد الثلاثة فقد سبق أن وجد فى الماضى وخاصة فى العمارة القوطية حيث

كان الهيكل الإنشائى للأقبية يتكون من أعصاب حاملة تأخذ اتجاهات فراغية حسب توزيع الجهود ، وهذا التكوين الإنشائى يشابه إلى حد كبير فكرة الإنشاءات المعدنية الفراغية التى تتكون من عناصر خطية تتجمع عند نقط توزع حسب التكوين الفراغى للمنشأ .

وقد كان لتقدم الصناعة وتطور إنتاج وحدات سابقة التصنيع تتميز بالدقة المتناهية كبير الأثر فى تطوير وتقدم الإنشاءات المعدنية الفراغية التى تتكون من عناصر سابقة التصنيع يتحتم أن تكون على درجة كبيرة من الدقة تمكن من تجميعها بعضها مع البعض دون أية فروق .

وقد أدى التفكير الإنشائى الفراغى ذى الأبعاد الثلاثة إلى إيجاد تقارب فكرى بين المهندس الإنشائى والمهندس المعمارى الذى يعتمد عمله على التفكير الفراغى ، وأن اضطراد التقارب الفكرى بينهما لأمر ضرورى لتقدم العمارة وارتباطها بالمنطق الإنشائى .

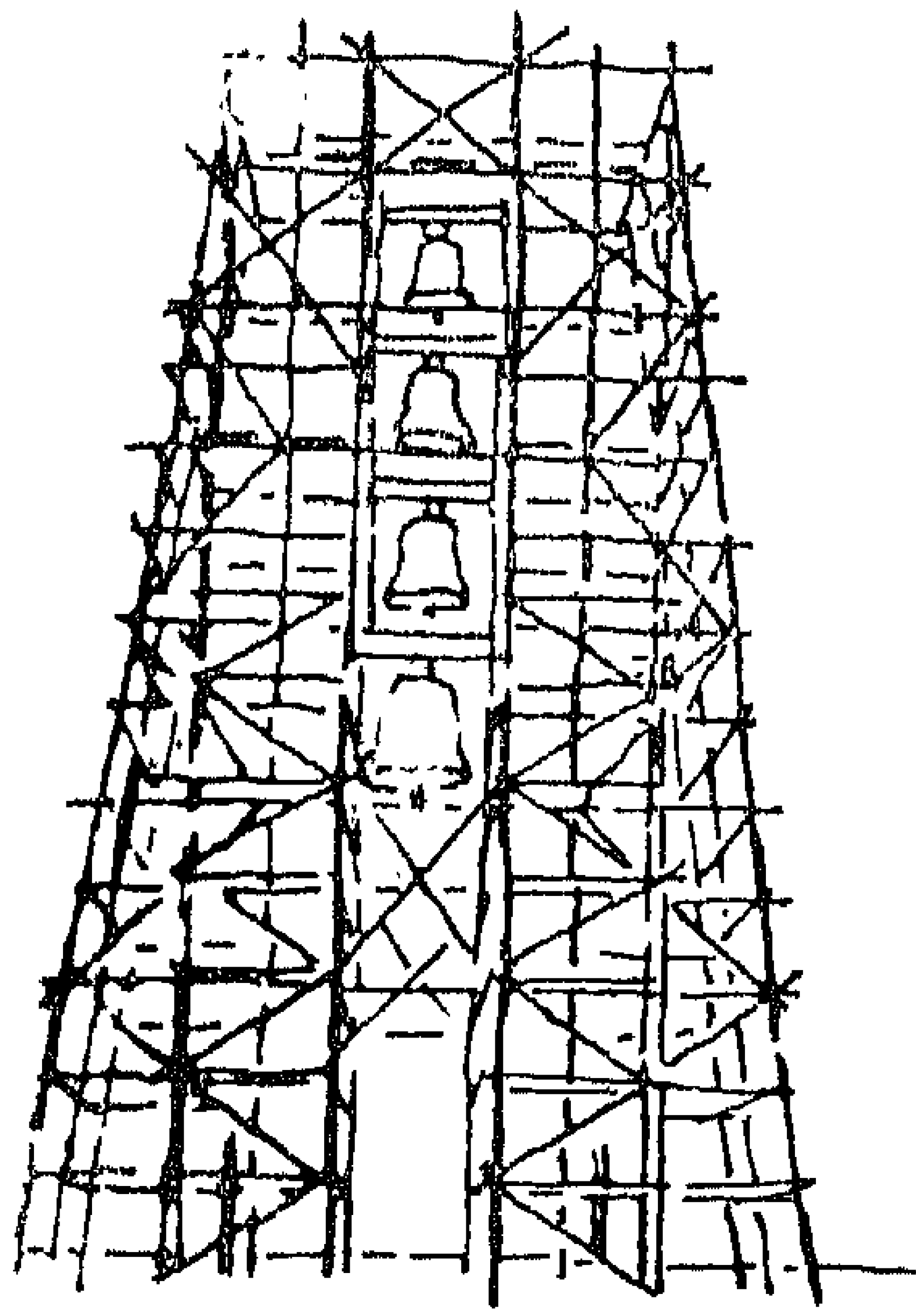
وتتكون المنشآت الفراغية عموماً . إما من تجميع عناصر خطية Linear elements فى هيكل فراغى أو من أسطح قشرية مستوية أو منحنية (Folded structures & shells)

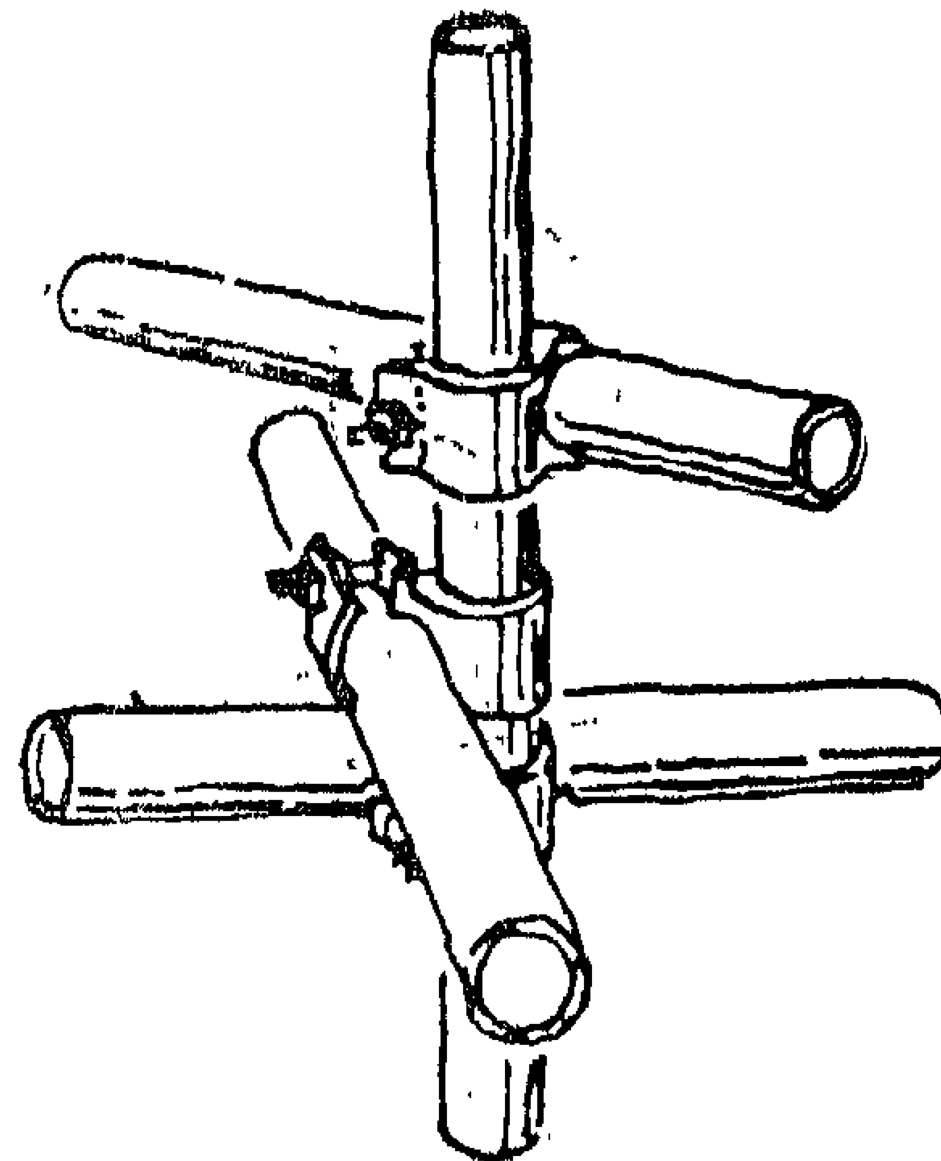
وأساس الفكرة الإنشائية هو توزيع الجهود (stresses) فى اتجاه هذه العناصر أو المستويات دون إيجاد عزم إنحناء (Bending moment) عمودى على القطاع . وتتوقف كفاية تصميم المنشأ على مدى إلغاء عزم الانحناء فى مكوناته حتى يتحقق الانتفاع الكامل بمادة الإنشاء المستخدمة . وقد بذلت محاولات ناجحة للوصول إلى هذا الغرض بإيجاد وتطوير طرق تجميع العناصر بوصلات مختلفة .

الطرق المختلفة للانشاءات ذات الأبعاد الثلاثة
(Three dimensional structures)

طريقة مانسمان (Mannesmann-System)

تعتمد هذه الطريقة على استخدام مواسير متساوية الأقطار بأطوال مختلفة تجمع مع بعضها بواسطة أقيزات تسمح بأن تأخذ كل ماسورة أى اتجاه يتطلبه التصميم (شكل ٨) وأن طبيعة هذه الوصلات لا تسمح بانتقال


شدة معدنية لبرج أجراس


الوصـــلة

شكل ٨ — طريقة مانسمان Mannesmann-System

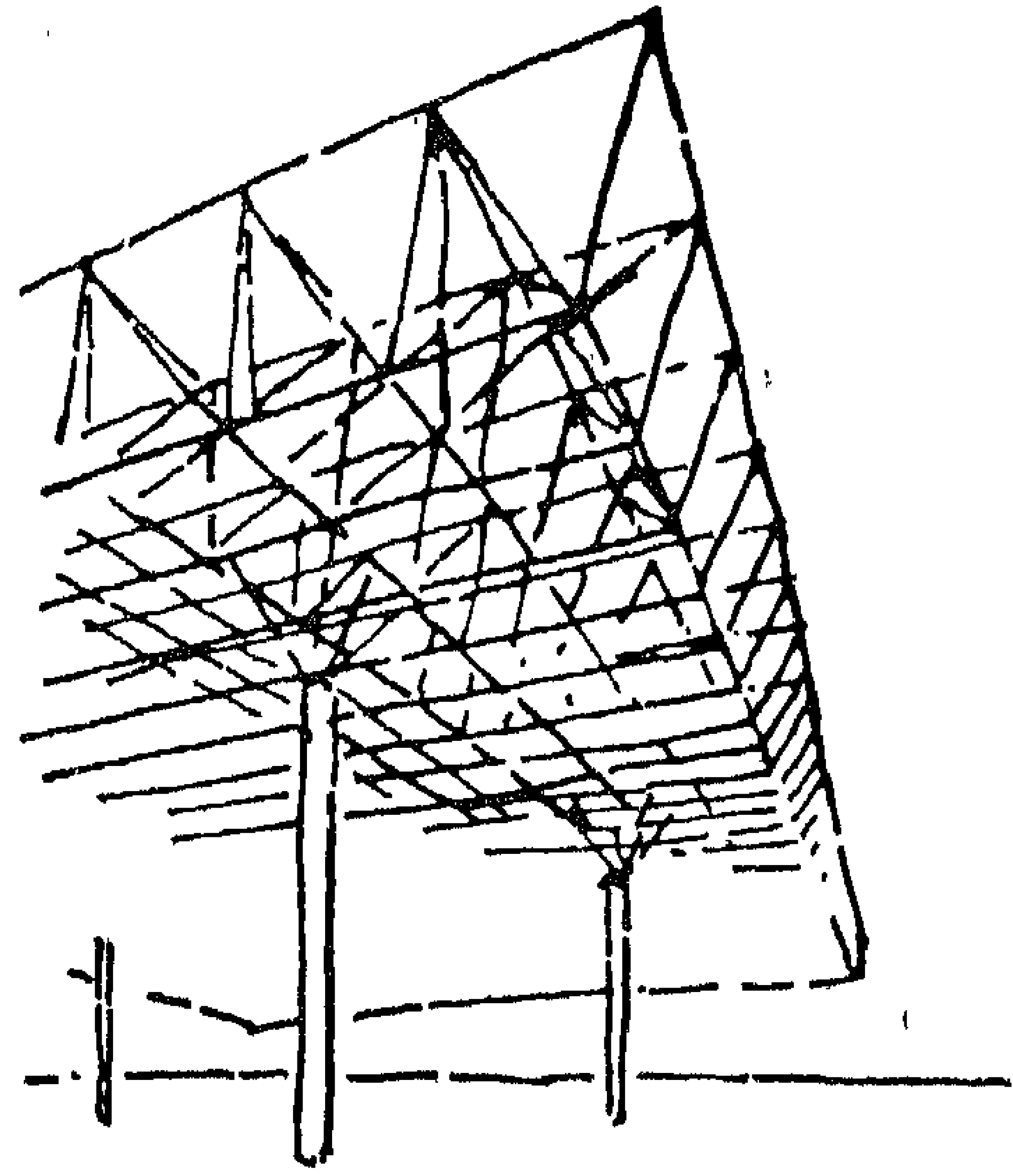
الجهود (Stresses) إلى المواسير بطريقة مباشرة ، وبهذا فإن المواسير تتعرض لعزم إنحناء (Bending moment) غير مرغوب فيه .

وهذه الطريقة تسمح بتجميع أية أعداد من المواسير فى أى اتجاه مطلوب عند الوصلة الواحدة وبذلك تتحقق مرونة كبيرة لاستخدام تلك الطريقة بأشكال عديدة .

ونظراً لعدم كفاية تلك الطريقة إنشائياً رغم مرونة الأشكال التى تعطيها فقد اقتصر على استخدامها فى الأعمال المؤقتة كالشدات المعدنية .

طريقة ميرو (Mero-System)

تعتمد هذه الطريقة على استعمال وصلات كروية تسمح كل منها بتجميع فراغى لعدد ١٨ ماسورة بأقطار وأطوال

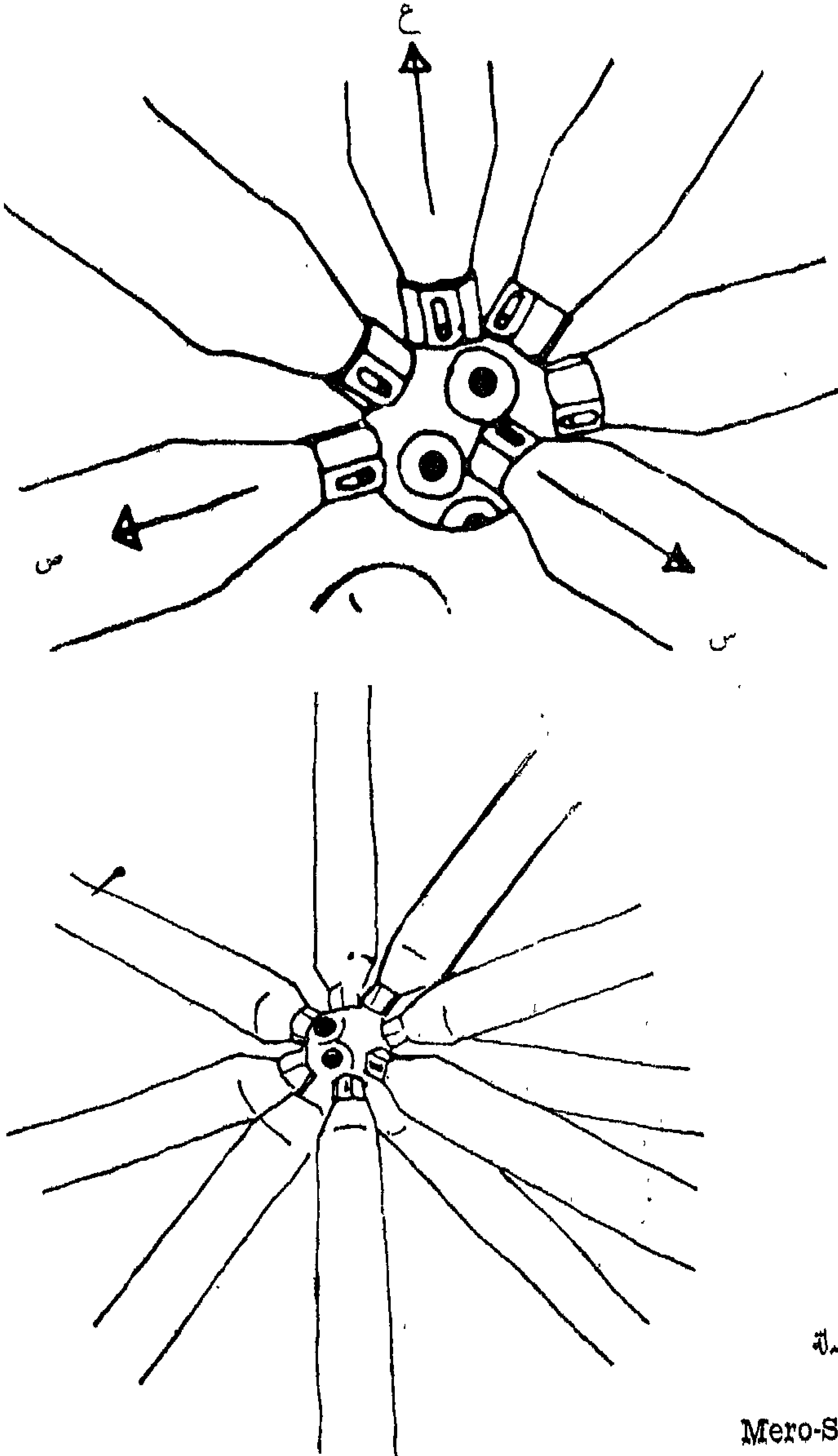


منظور



قطاع

صالة للعرض بحى هانزا بمعرض برلين Interbau ١٩٥٧
المهندس كارل أوتو

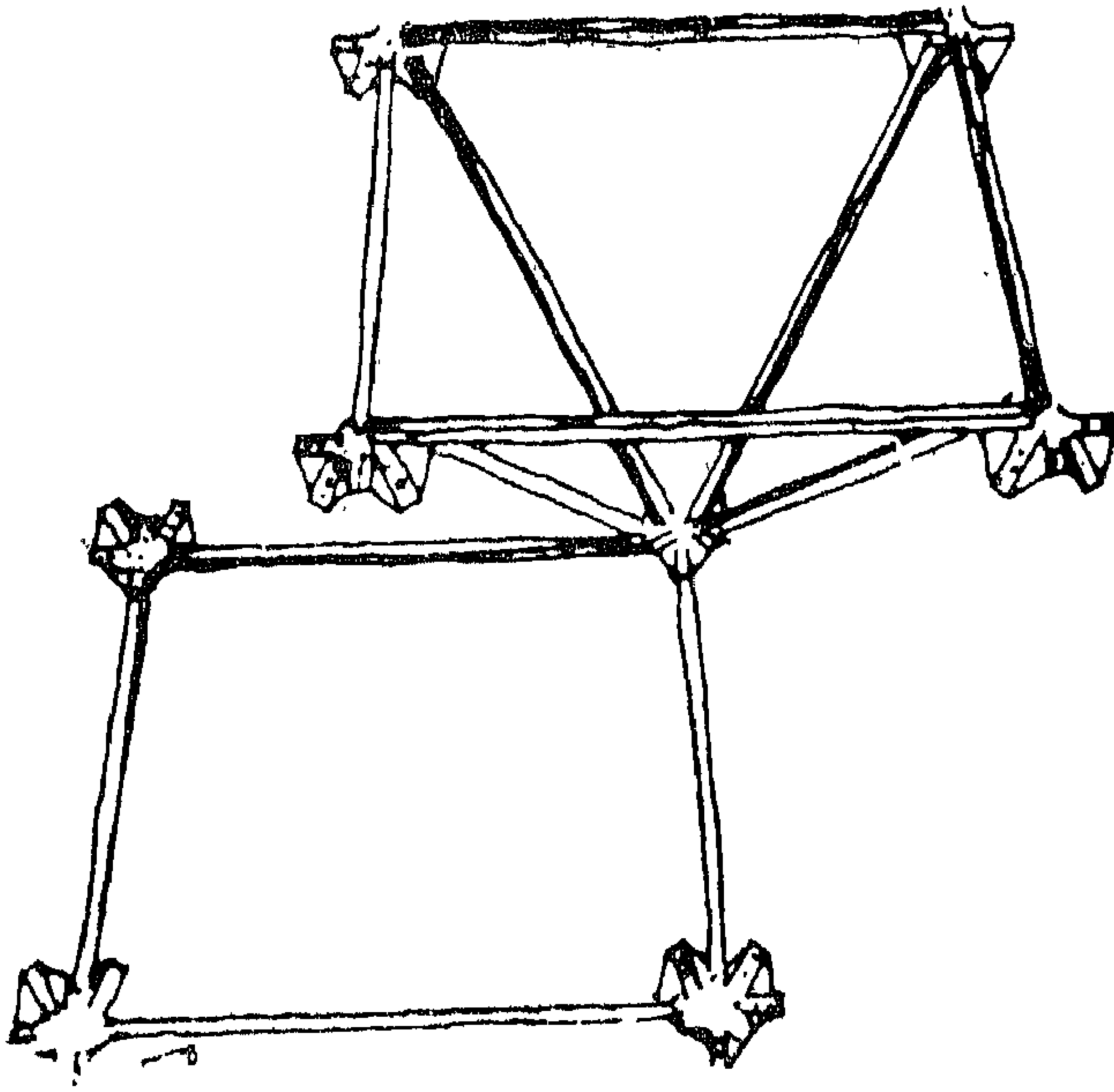


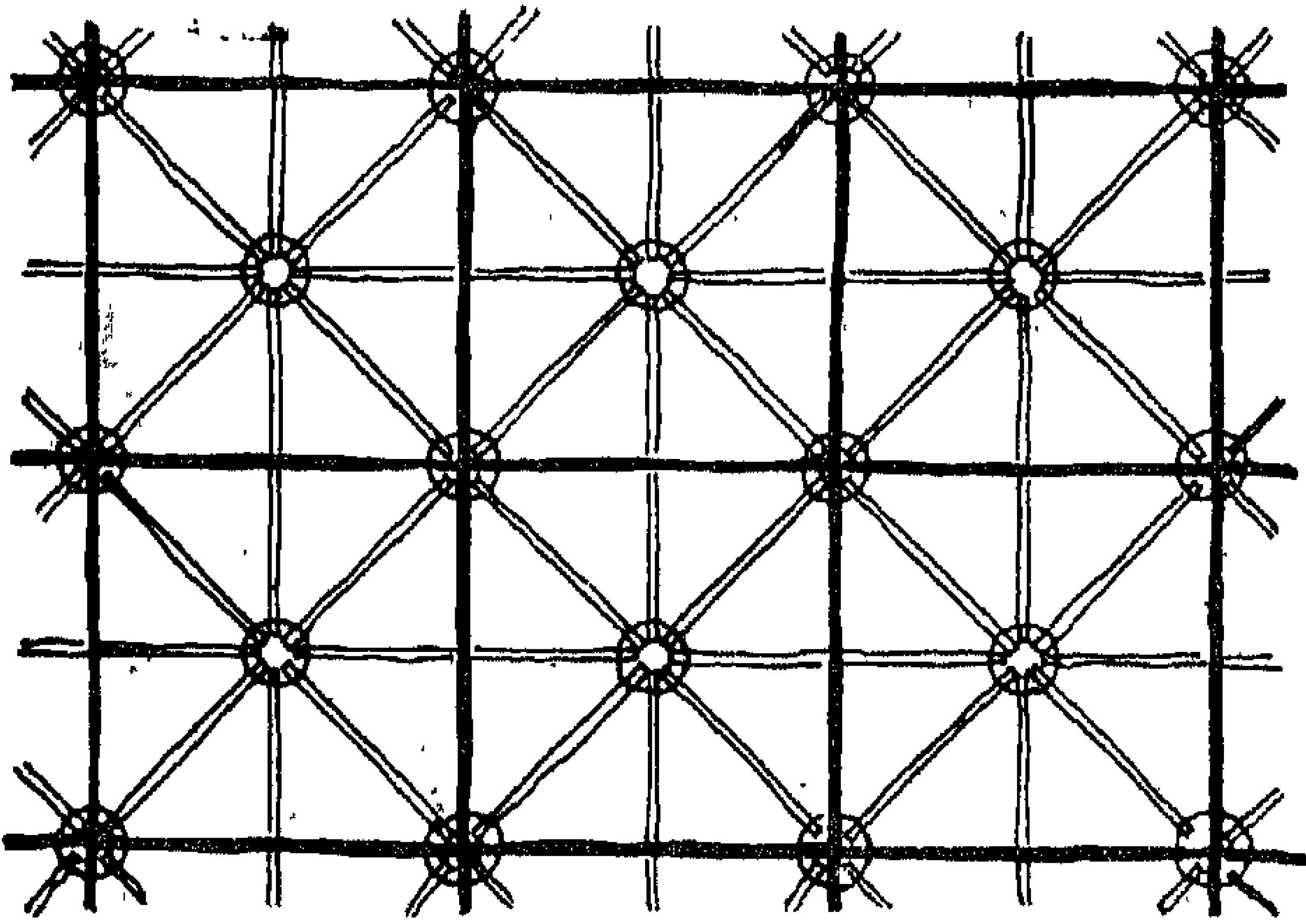
الوصلة

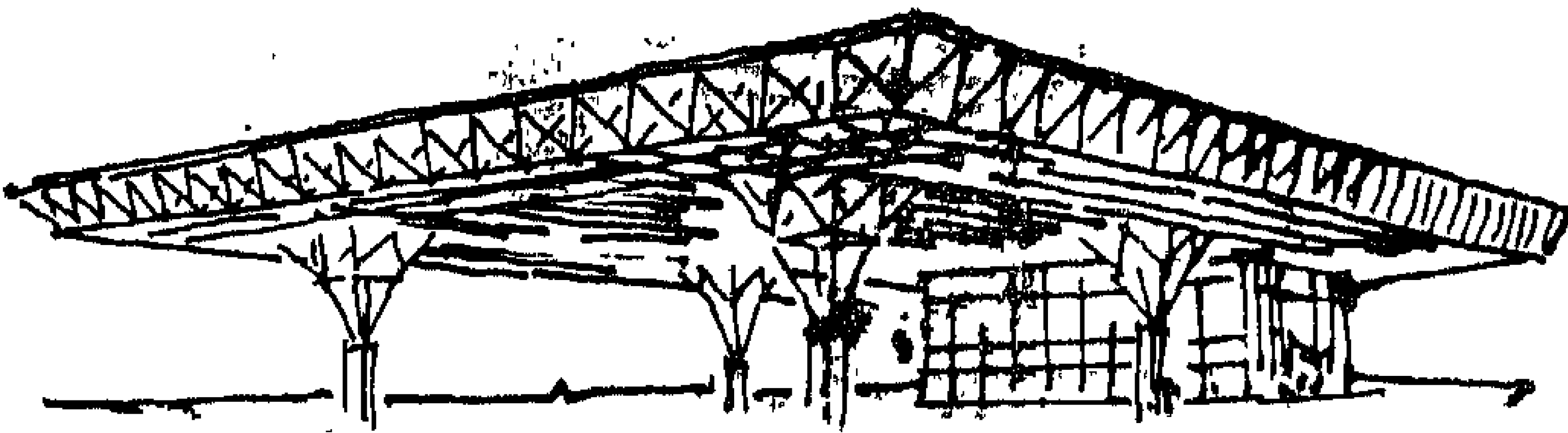
شكل ٩ — طريقة ميرو Mero-System

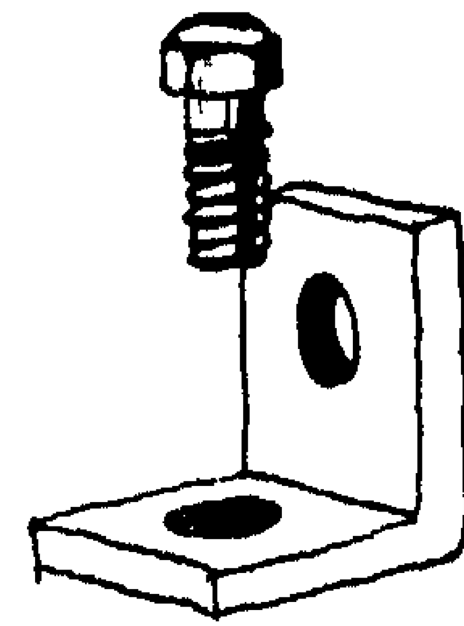
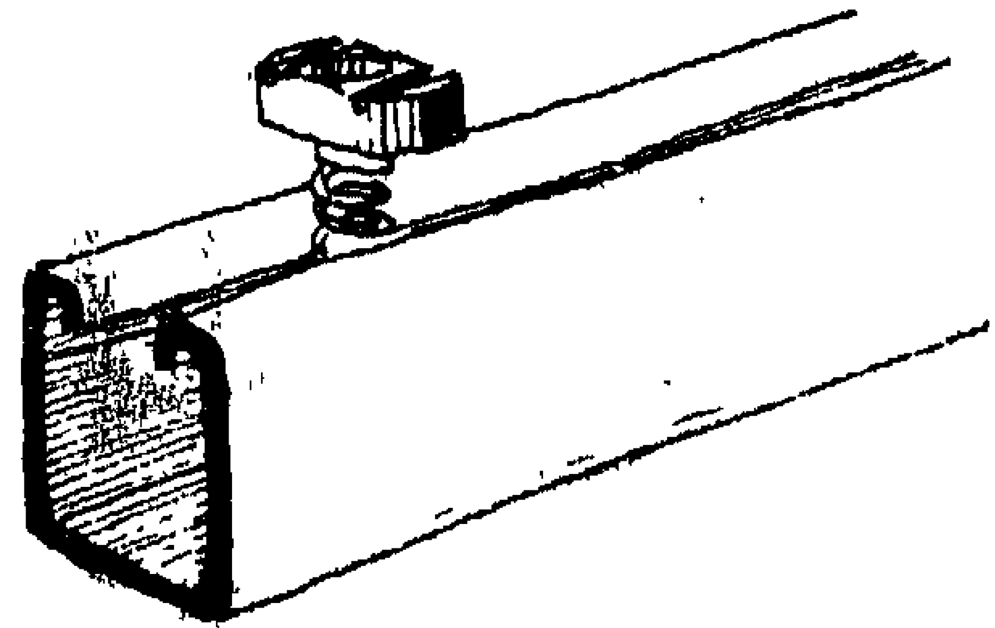
متساوية تأخذ اتجاهات المحاور الرئيسية س ، ص ، ع والأقطار الواقعة بين هذه المحاور والتى تصنع ٤٥° معها (شكل ٩) . وتعطى هذه الطريقة فى النهاية منشأ يتسم بالانتظام الهندسى (Geometrical form) وذلك علاوة على ديناميكية التعبير المعمارى (dynamic expression) فإن المنشأ رغم تشعب أجزائه وتشابكها الظاهرى لا يعطى أثراً بالثقل ولكن يترك شعوراً بحركة ديناميكية لعناصره توحى بأن السقف يسبح فى الفراغ دون الارتباط بالجاذبية الأرضية .

وقد استخدمت هذه الطريقة بسقف صالة للعرض بحى هانزا بمعرض برلين (Interbau-Berlin) (عام ١٩٥٧) للمهندس كارل أوتو Karl Otto . ويتكون السقف من شبكتين من المواسير على شكل مربعات طول ضلع المربع بها ٢ متر وتقع إحداها فوق الآخر . وتوجد إزاحة فى وضع الشبكة العليا بالنسبة للسفلى مقدارها نصف ضلع المربع فى اتجاه المحورين س ، ص وتتصل الشبكتان ببعضهما بواسطة مواسير قطرية بطول ٢ متر تصل بين نقط الشبكتين ، هذا وقد استعمل البلاستيك لتغطية السقف .


تجميع العناصر


مسقط أفقى لجزء من السقف


مكان لألعاب الأطفال بمدينة ومن بولاية ميتشيجان بأمريكا



تكوين العناصر من مجارى من الصاج

شكل ١٠ — طريقة يونيسترت Unistrut-System

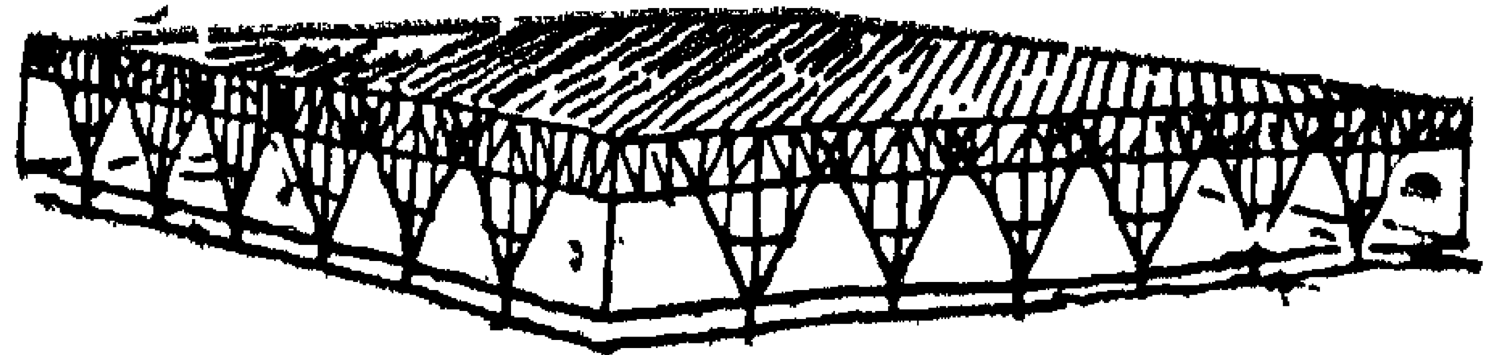
طريقة يونيسترت (Unistrut-System)

تعتمد هذه الطريقة على استعمال وصلات من الصاج المشكل بحيث تسمح كل منها بتجميع فراغى لثمانية مجارى من الصاج بقطاعات واحدة وأطوال متساوية ويستخدم فى عملية التجميع مسامير قلاووظ وصواميل بنهايتها (شكل ١٠)

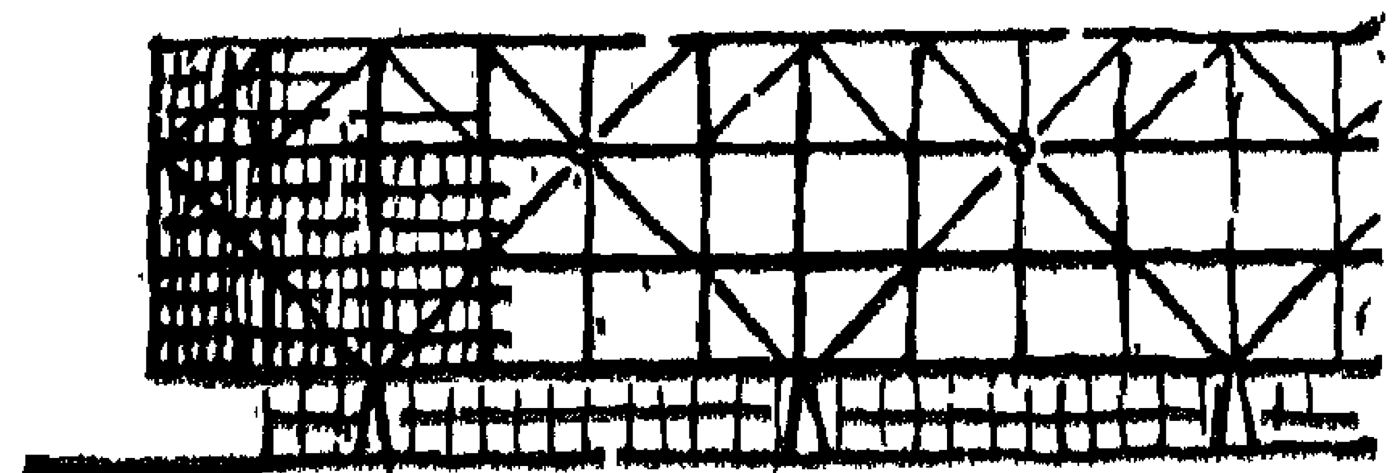
ويلاحظ عند تحميل السقف على الأعمدة الحاملة مباشرة حدوث تركيز للجهود (Stresses) فى مكونات السقف الموجودة بالمنطقة أعلا العمود ، وتفادياً لذلك فانه يستحسن توسيع مساحة اتصال السقف بالعمود .

وقد طبقت طريقة يونيسترت فى تغطية مكان لألعاب الأطفال بوين ميتشجان بأمريكا . ويبلغ بحر الأعمدة بذلك المشروع ١٢,٥٠ متراً وعمق الهيكل الإنشائى للسقف ١,٠٠ متر (شكل ١٠) .

وقدقام ميس فان درروه (Mies van der Rohe) فى عام ١٩٥٣ بعمل تصميم لمبنى قاعة اجتماعات كبيرة مستخدماً فى إنشاء هيكل السقف طريقة مشابهة لطريقة اليونيسترت ، إلا أنه لم يصمم السقف على أساس استخدام وحدات متساوية . وفى ذلك المشروع تمكن ميس من تغطية فراغ كبير على مسقط أفقى مربع طول ضلعه ١٢٤,٠٠ متر دون استخدام أية أعمدة داخلية . ويبلغ العمق الإنشائى للسقف ٩,٠٠ متر أما الارتفاع الكامل للمبنى فيبلغ ٣٦,٥٠ متراً (شكل ١١).



منظور

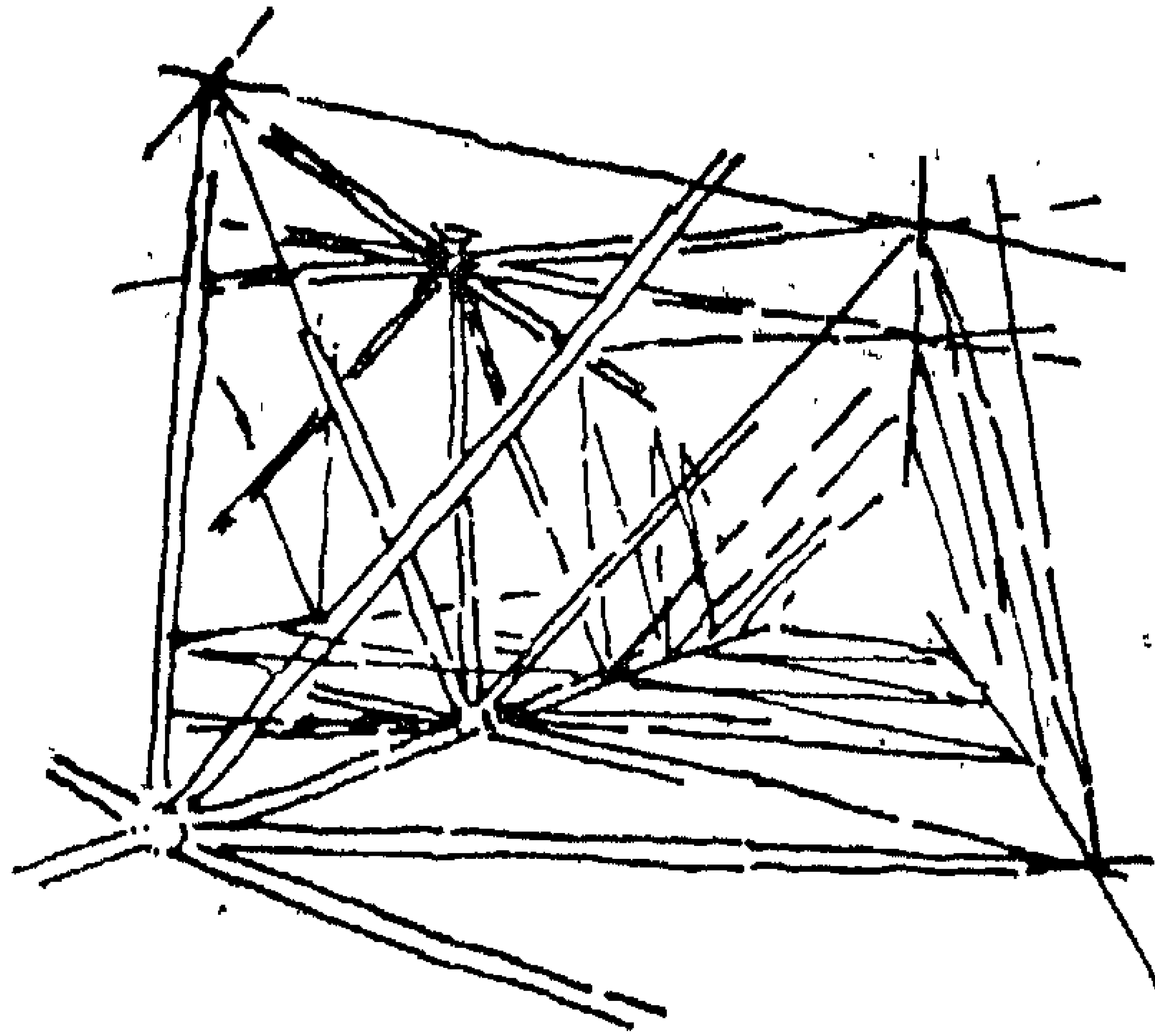


واجهة

شكل ١١ — تصميم مبنى قاعة اجتماعات « ٢١٤,٠٠ × ٢١٤,٠٠ متر » بدون أعمدة داخلية ، المهندس ميس ڤان در روه

طريقة أوكتابليت (Oktaplate-System)

صمم هذه الطريقة المهندس ڤرنر كونيجز Werner Königs بألمانيا ، وهى تعتمد على استعمال وصلات كروية الشكل تتصل بها مواسير صلب فى تكوينات فراغية من مثلثات Tetrahedrons وذلك باستخدام اللحام ، أما الوصلة نفسها فتتكون من نصفى كرة مفرغتين يجمعان معاً باستخدام قرص دائرى (شكل ١٢) .





الوصلة

شكل ١٢ - طريقة أوكتابليت Octaplate-System المهندس ڤرنر كونيجز

وقد استخدمت هذه الطريقة فى تغطية مبان ذات بحور كبيرة كالمصانع كما طبقت بسقف كنيسة بدوسلدرف للمهندس لمبروك Lehmbrock . وقد أخذ سقف هذه الكنيسة شكل قبو إسطوانى .

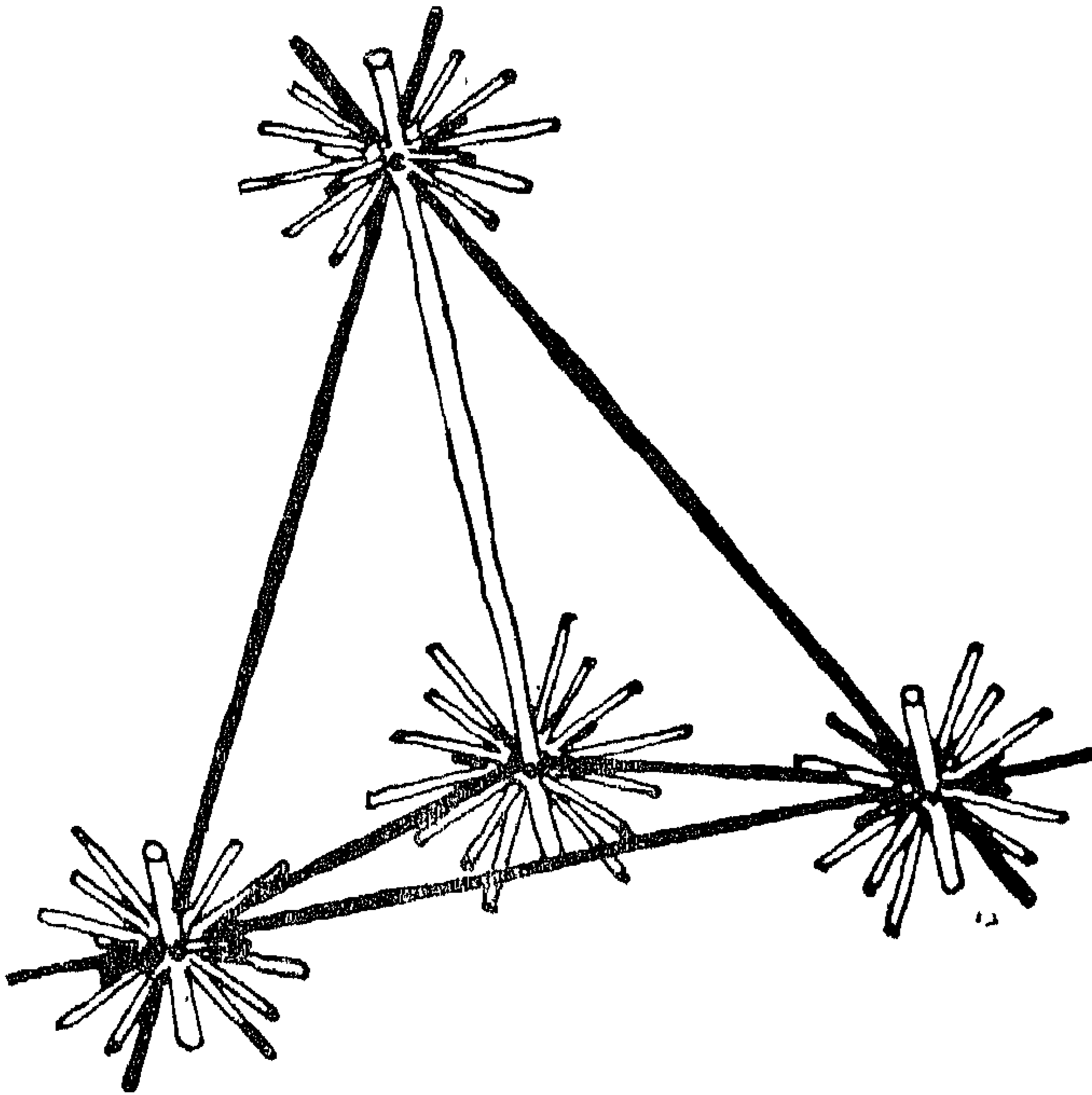
طريقة فاخسمان (Wachsmann-System)

فى عام ١٩٥٩ قام فاخسمان بتكليف من القوات الجوية الأمريكية بعمل أبحاث ودراسات خاصة لتصميم حظائر للطائرات بحيث تعتمد فى إنشائها على استعمال وحدات سابقة التصنيع تمكن من إنشاء وتغطية أى فراغ بأى شكل وبأى استعمال مطلوب ، على أن يكون ممكناً تركيب أو فك المنشأ بسهولة دون خسائر لأى جزء من مكوناته حتى تتحقق مرونة كبيرة فى التصميم (flexibility) .

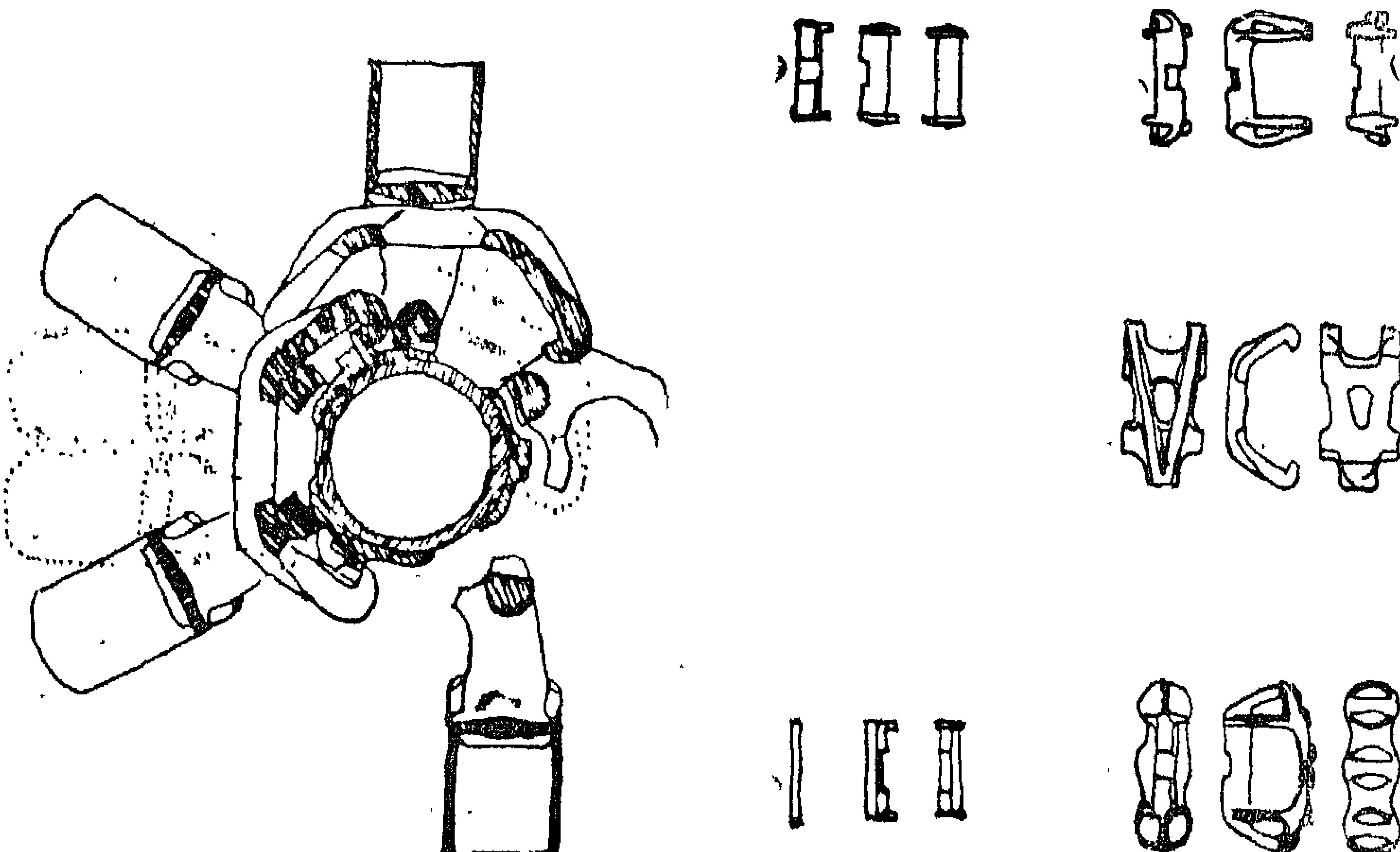
وكان أساس التصميم استعمال أقل عدد ممكن من الوصلات لتجميع الوحدات بحيث تسمح الوصلة الواحدة بأكبر قدر ممكن من التجميعات المختلفة لتلك الوحدات ، كما يتيح تصميم الوصلة إمكانية تغيير وحدة متصلة بها بوحدة أخرى

ونتيجة لأبحاث ودراسات استغرقت مدة عامين توصل فاخسمان إلى تصميم وتصنيع وصلة تشبه إلى حد كبير الحلقة لتجميع العناصر الإنشائية — وهى مواسير من الصلب حتى عشرين ماسورة فى الوصلة الواحدة ، مما يعطى إمكانيات غير محدودة لأى تكوين هندسى geometrical composition) تتطلبه الناحية الإنشائية ، وفكرة تصميم الوصلة تعتمد على اختيار القطع المناسبة لتكوينها من خمس قطع أساسية مختلفة الشكل حسب الأغراض المختلفة المستعملة لها (شكل ١٣ ، ١٤) .

وكان من المقرر أن تكون العناصر الإنشائية من مواسير من الصلب بقطرين مختلفين وتستعمل المواسير ذات



شكل ١٤ — تجميع ٢٠ ماسورة فى الوصلة الواحدة



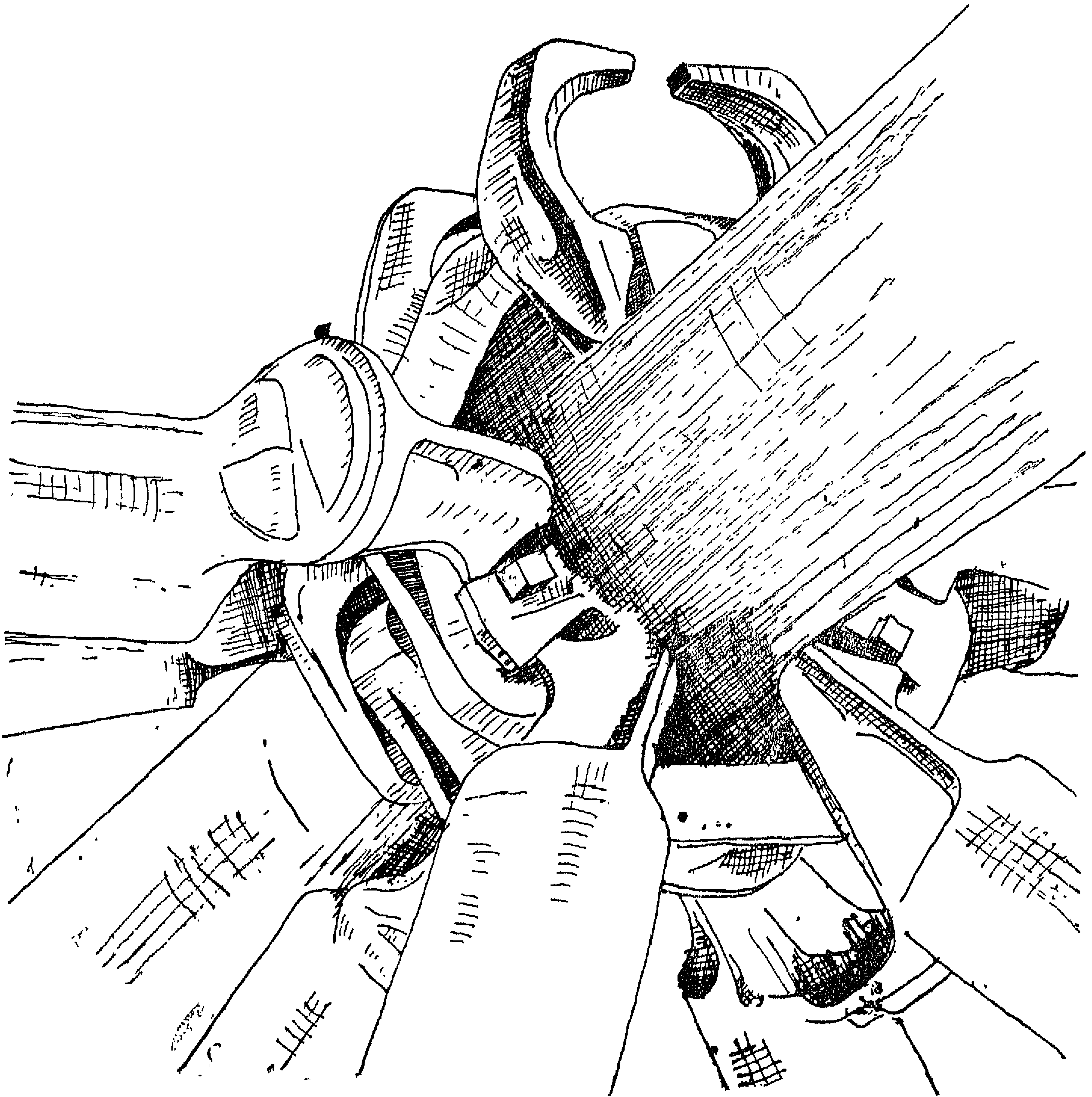
شكل ١٣ — العناصر المكونة للوصلة والتجميع ، المهندس فاخسمان

القطر الأكبر كأعصاب إنشائية رئيسية علوية وسفلية . أما المواسير ذات القطر الأصغر فتعمل كعناصر إنشائية ثانوية بينهما (شكل ١٥) ، ويعتبر فاخسمان المنشأ من الناحية التطبيقية معادلا للانشاءات المستوية ذات الاتجاهين Two-dimenional Structures

وتتكون المواسير الرئيسية ذات الأطوال الكبيرة من أجزاء قياسية يمكن تجميعها باستخدام وصلات خاصة فى ماسورة واحدة مستمرة بأى طول يتطلبه التصميم .

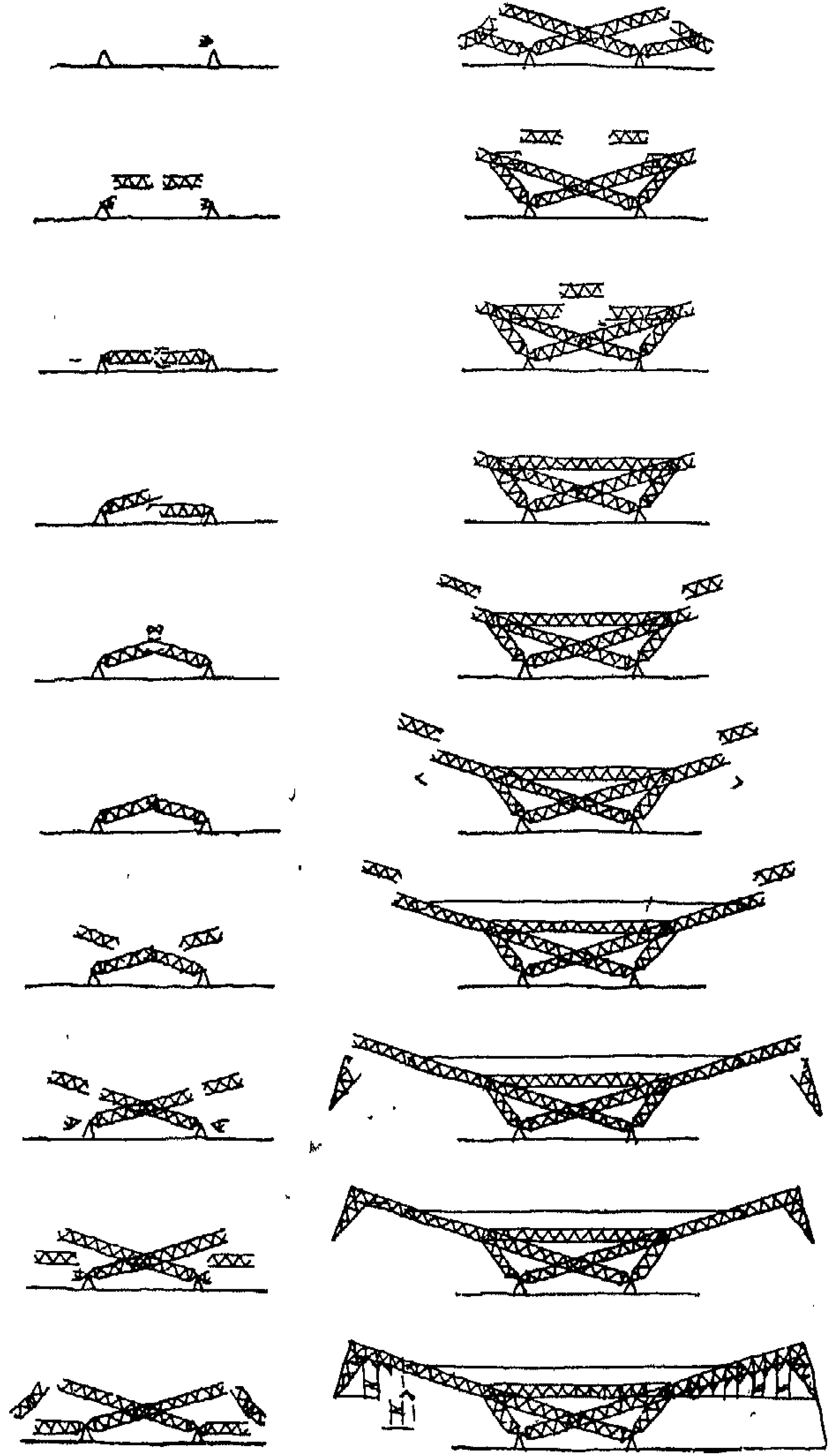
وتعتمد طريقة تنفيذ المنشأ على عمل وحدات إنشائية من المواسير والوصلات لا يتجاوز حجم كل منها ٩,٠٠×٣,٠٠×٠,٩ متر ، وبحيث لا يزيد وزنها عن خمسة أطنان وذلك تسهيلا لعملية نقل عناصر المنشأ وسهولة رفعه وتركيبه بواسطة الأوناش (شكل ١٦) .

وقد استدعى التصميم خلو المحيط الخارجى للمنشأ من أى أعمدة لإمكان دخول أو خروج الطائرات مما دعى إلى وجود نقط الارتكاز بالدخل وبروز السقف من الجوانب



شكل ١٥ — استخدام مواسير ذات قطر كبير للأعصاب الرئيسية وأخرى ذات قطر أصغر للعناصر الإنشائية الثانوية

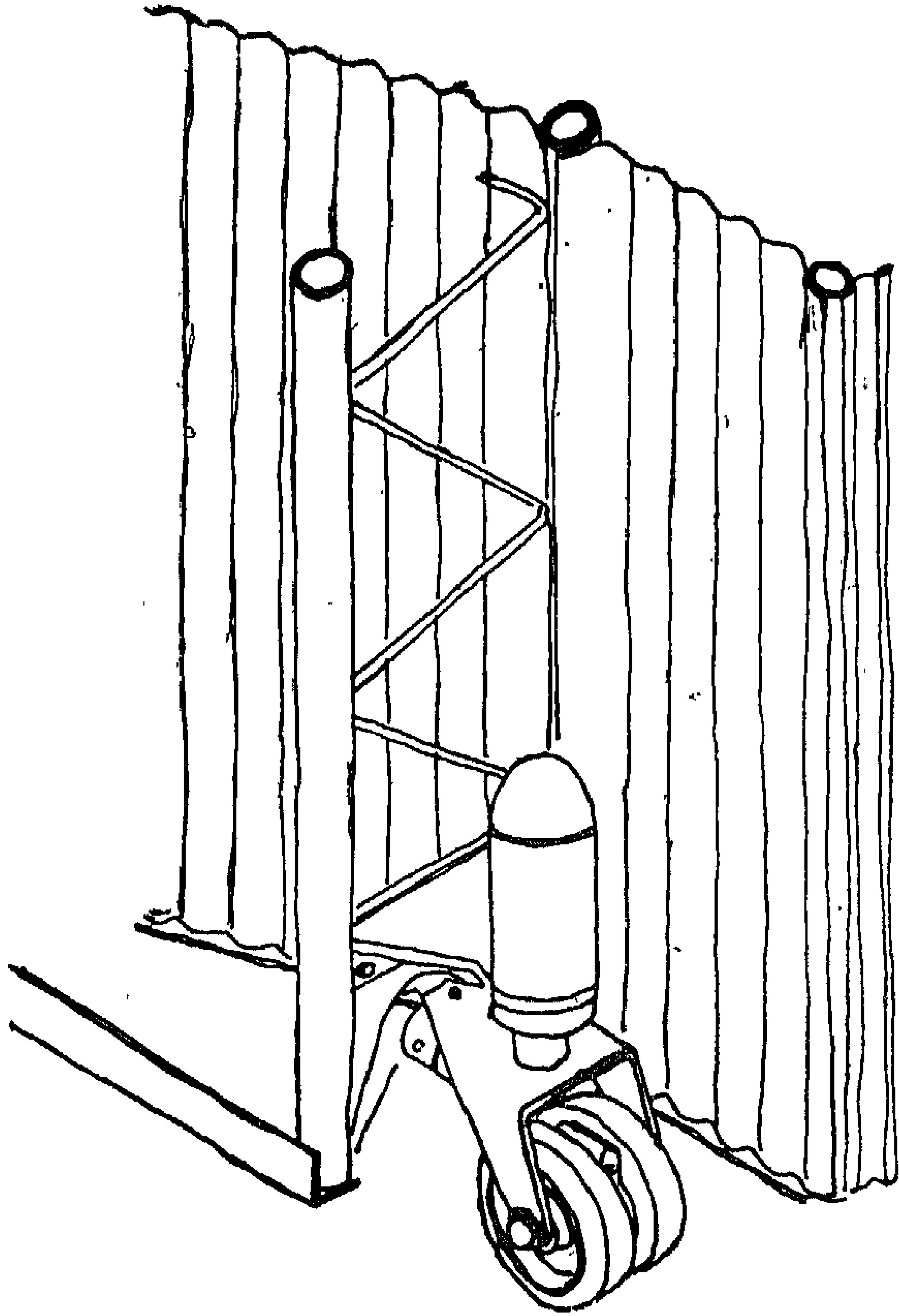
بمقدار حوالى ٤٥,٠٠ متر ، ونظر آلـكبر الـكابولى ، فقد استعملت كابلات على مسافات لا تزيد عن ٩,٠٠ متر تربط الـكوابيل ببعضها لتقليل الإنحناء المحتمل .



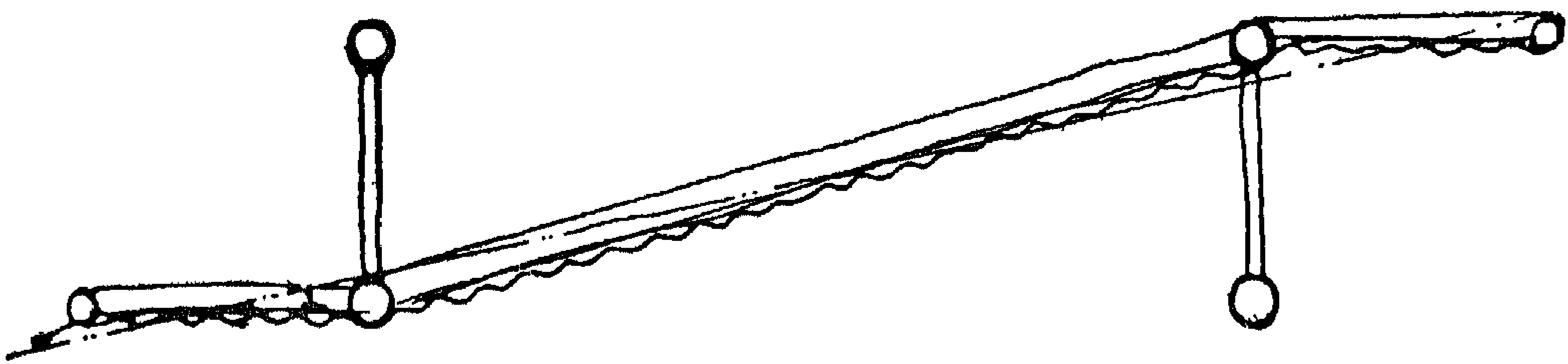
شكل ١٦ — مراحل تجميع المنشآت

ولتقليل أعمال الصيانة الضرورية للمنشآت المعدنية ، فقد كسيت المواسير والوصلات بهذا المنشأ بطبقة من البلاستيك الصلب الذى يحتمل الطرق .

وقد صممت وحدات سابقة التصنيع للغطاء الخارجى من لوحين من الألمنيوم بينهما مادة عازلة وممكن استخدامها للأسقف والأبواب والقواطيع وخلافه .



منظور



مسقط أفقى

شكل ١٧ — منظور ومسقط للوحدات المتحركة المستعملة كحوائط متحركة

الحوائط الخارجية والقواطيع :

من أهم المشاكل التى تتطلب الدراسة بالمنشآت الفراغية هى طرق إنشاء الحوائط المغلفة للفراغ ، وكذلك تغطيته . وقد بذلت محاولات للوصول إلى أنسب الحلول لها ، ولكنها لم تحقق نتيجة مرضية إلى حد كبير .

وقد قام ڤاخسمان أثناء دراساته لعمل حظائر الطائرات بتصميم وحدات رأسية متحركة لإحاطة الفراغ المسقوف كحوائط وأبواب وخلافه شكل (١٧) .

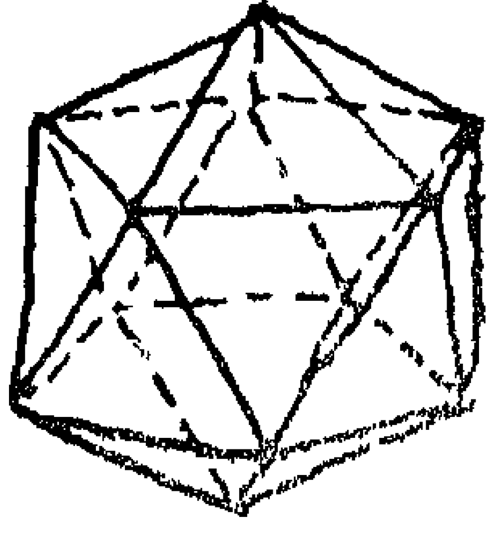
وتتكون الوحدة من جانبين رأسيين من مواسير ملحومة يصل بينهما ألواح من الصاج المموج ، وقد روعى عمل التقوية اللازمة بربط الجانبين بشدادات من مواسير أفقية وتتحرك كل وحدة أوتوماتيكياً على عجلات مركبة بأسفل الجوانب الرأسية . ويوجد ببطنية السقف دليل حركة لهذه الوحدات .

وقد قام المهندس الإيطالى كاستيجليونى Castiglioni بعمل تصميم لوحدات يمكن تجميعها لعمل أسوار أو بوابات مستخدماً فى ذلك أشكالا فراغية من أسياخ من الصلب مجمعة مع بعضها بواسطة اللحام .

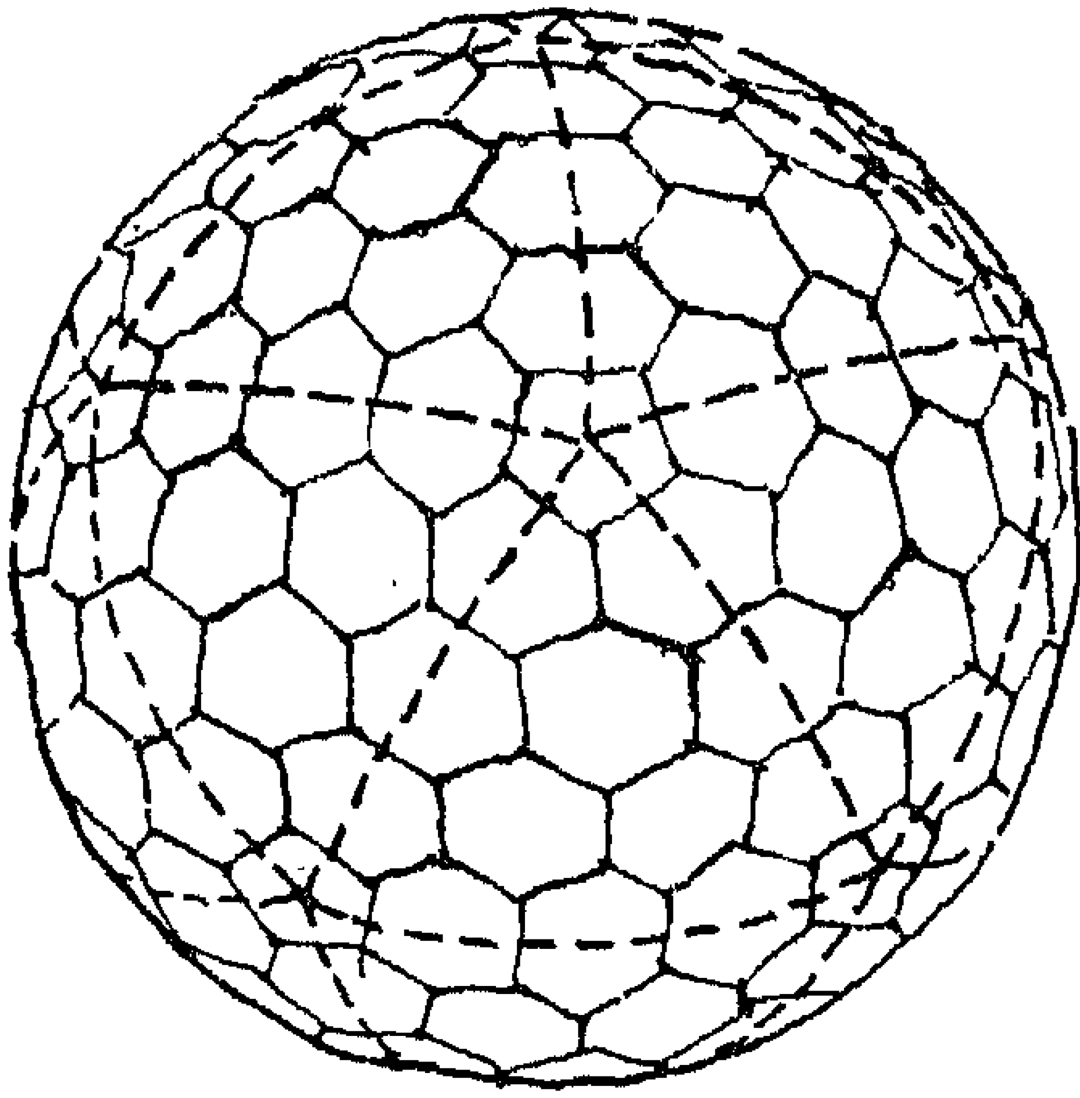
وقد نجح كاستيجليونى بذلك فى خلق أسطح متماسكة وخفيفة ، تتسم بديناميكية التعبير التى تميز المنشآت الفراغية المعدنية .

الإنشاء الجيوديسى (Geodesic Structures)

فى عام ١٩١٧ بدأ بكمنستر فولر Buckminster Fuller دراسات خاصة للأشكال الهندسية لمكونات الذرة حيث توصل خلالها إلى أن المثلث هو العنصر الأساسى فيها واستخلص لنفسه من ذلك رأياً هو أن أكثر الوسائل اقتصاداً للانشاء ، والتى يمكن أن يتوفر فيها أكفأ علاقة بين وزن المنشأ والفراغ المغطى وكمية المادة المستعملة هى باتباع القوانين التى اتخذتها الطبيعة لنفسها فى مكوناتها ، وبهذا فقد اعتبر فولر المثلث عنصراً أساسياً فى أى تكوين إنشائى .

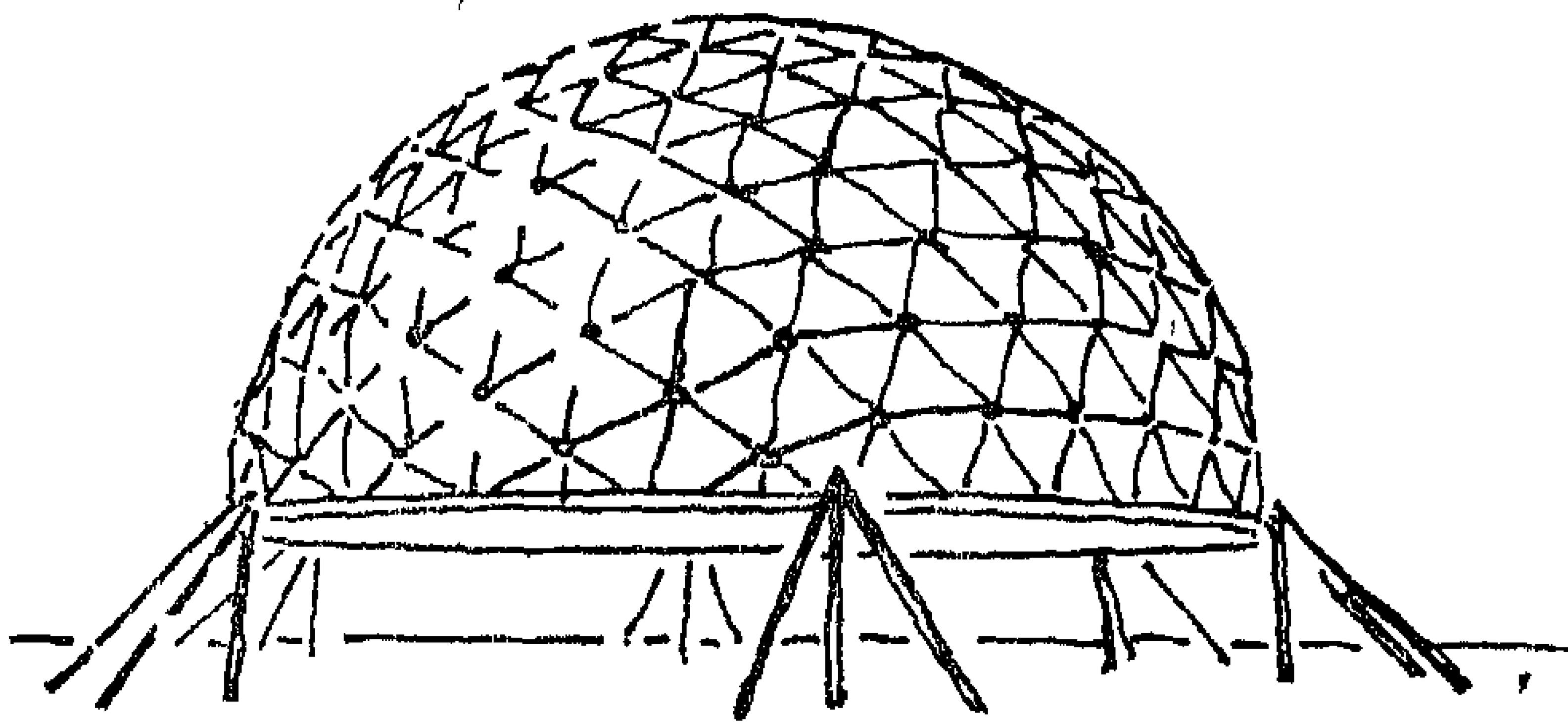


شكل ١٨ — الإيكوذاهيدر Icosaheder



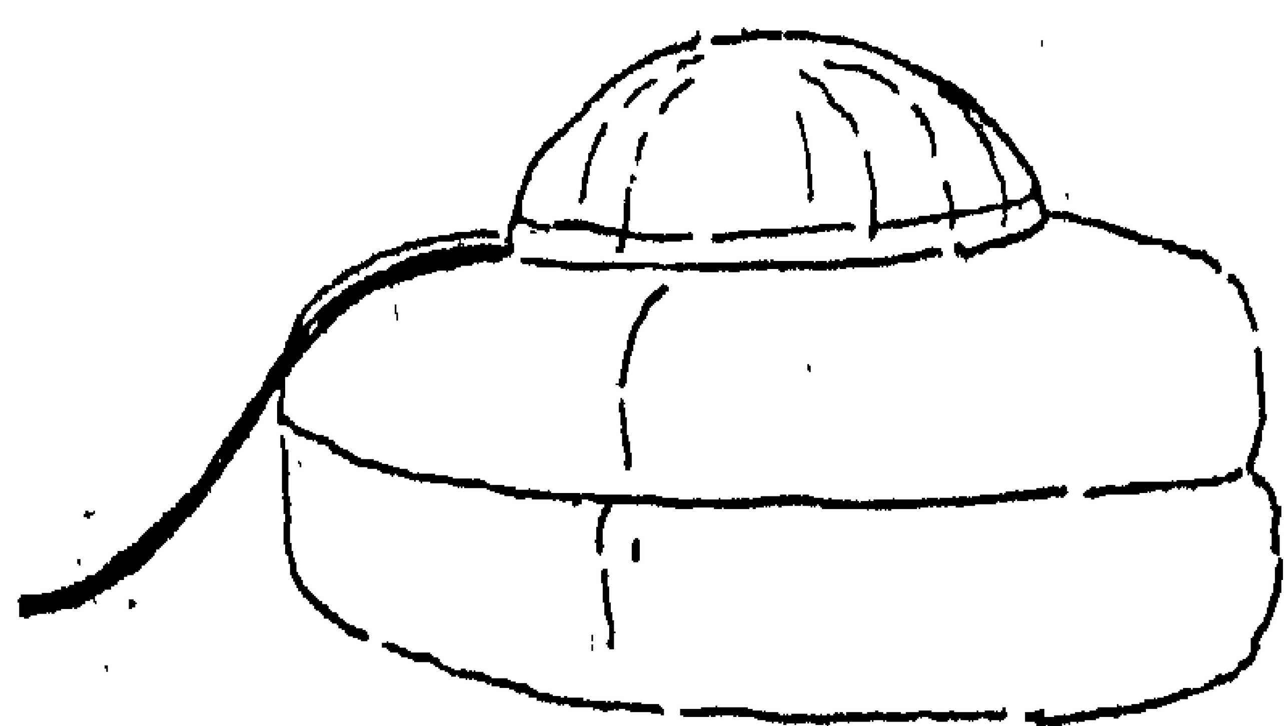
شكل ١٩ — المثلثات الكروية الناتجة من إسقاط الإيكوذاهيدر على سطح كروى

وقد انصبت محاولاته فى تصميم القباب (domes) من تكوينات فراغية لمثلثات كروية تنشأ من إسقاط نقط الإيكوزاهيدر Icosaheder « ذى العشرين وجهاً » شكل (١٨) . وهو تكوين فراغى لعدد عشرين مثلثاً متساوية الأضلاع على سطح كروى ثم تقسيم المثلثات الكروية الناتجة إلى مثلثات أو مسدسات أصغر مساحة شكل (١٩) وتطورت



شكل ٢٠ — تصميم منزل Sky-break dwelling
استعمال عناصر خطية لتكوين المنشأ

محاولات فولر لإنشاء القباب بهذه التكوينات المذكورة من استخدام عناصر خطية من مواسير معدنية على طبقة أو طبقتين حسب المساحة المغطاة شكل (٢٠) ثم فى استخدام أسطح من عناصر إنشائيــة معدنية شكل (٢٢) ، وأخيراً فى إدماج استعمال عناصر خطية مع أسطح معدنية ، الأمر الذى مكنه من الوصول إلى إمكانية تغطية مساحات كبيرة جـــداً شكل (٢٣) .



شكل ٢١ — استعمال البالون كشدة

الإنشاء الجيوديسى Geodesic Structure

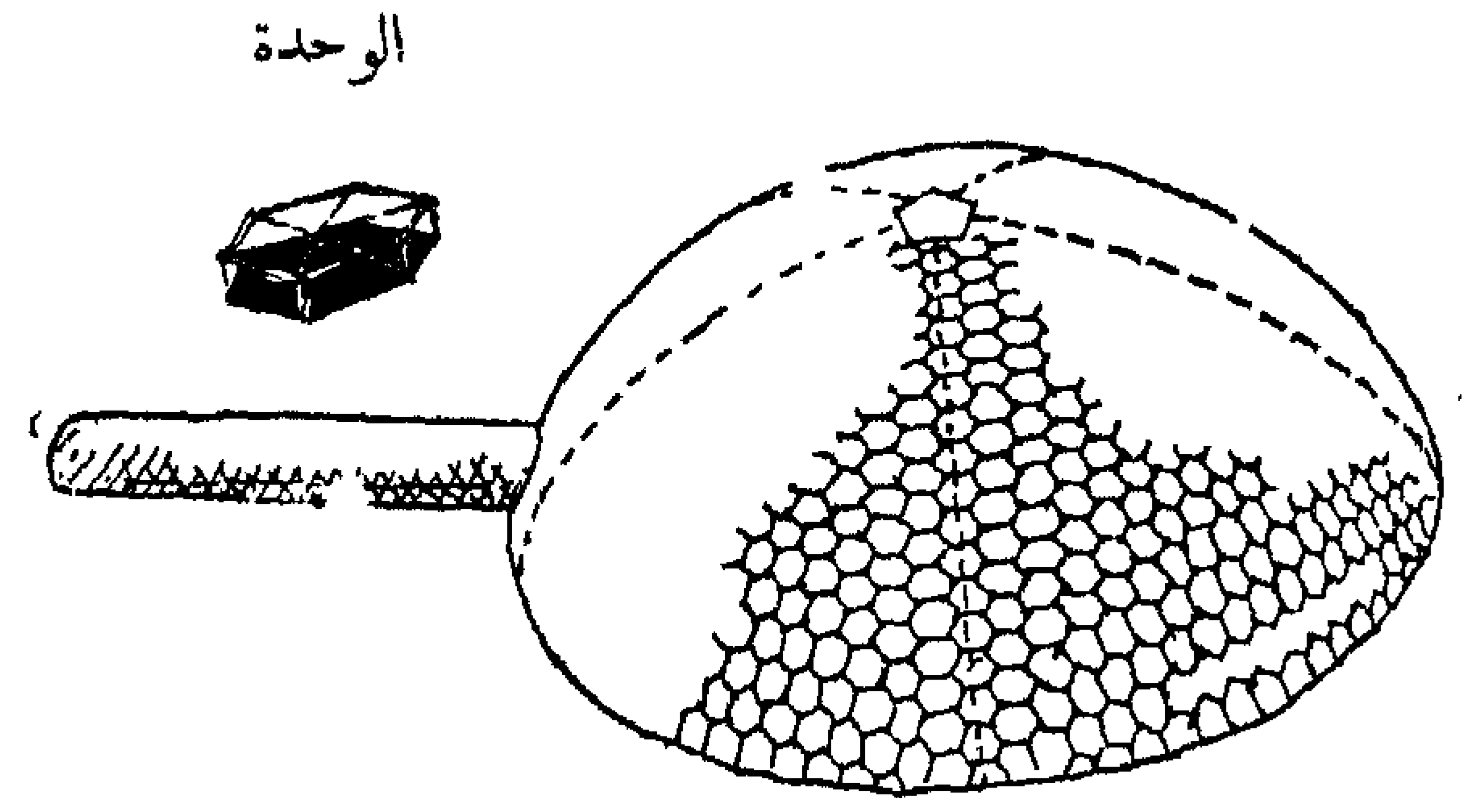
المهندس بكمنستر فولر

تكوين الوحدة

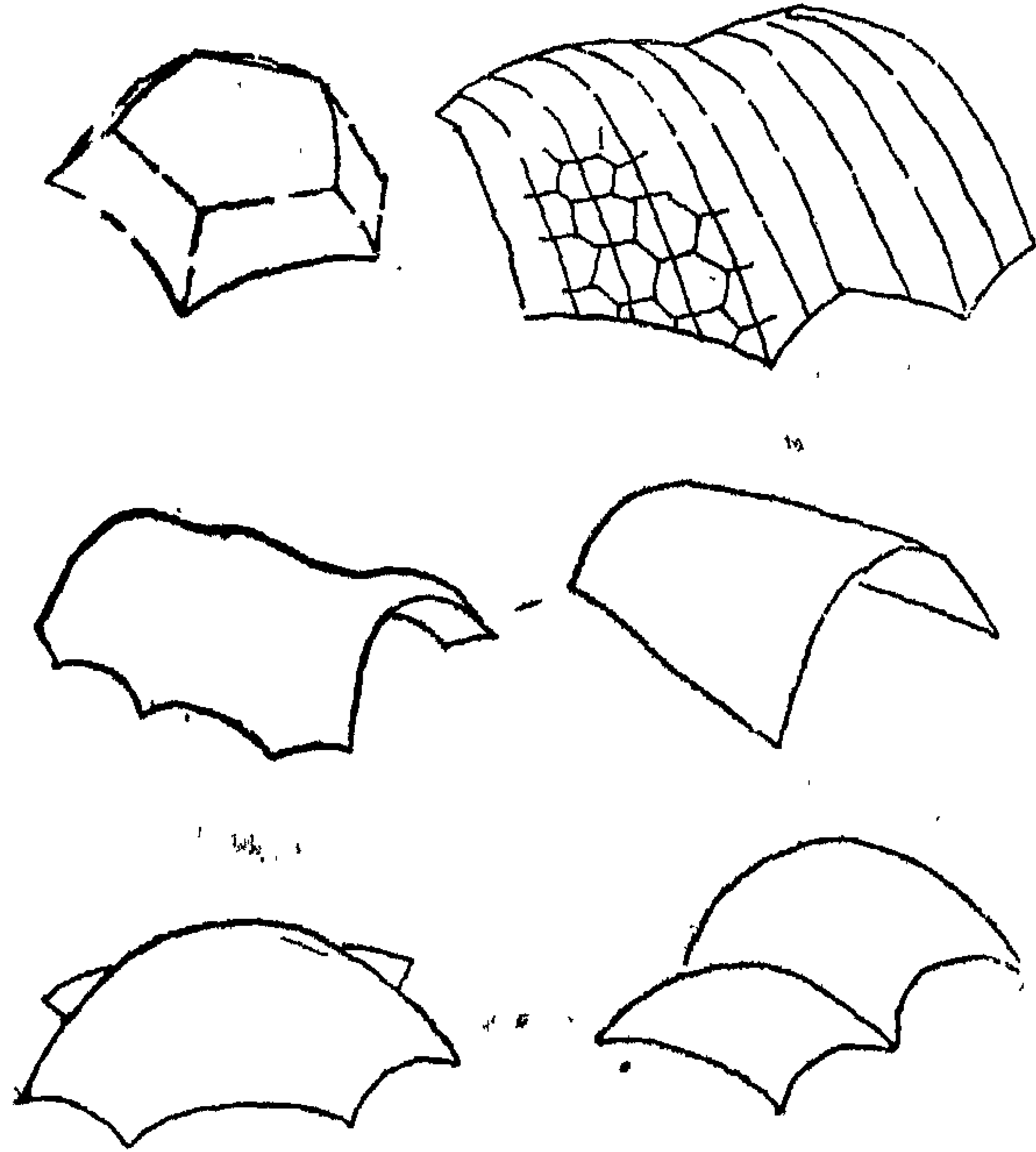
منظور

شكل ٢٢ — استعمال وحدات من أسطح على شكل معين ومقواة باستعمال ماسورة فى اتجاه أحد القطرين — استعمال ٥٧٥ قطعة من ١٠ أحجام مختلفة قبة هونولولو بهاواى (١٩٥٧) — قطر ٤٣,٠٠ متر

والتنفيذ منشآته الأولى استخدم قائماً من الصلب بمركز القبة ويبدأ التنفيذ من قمة القبة عند أعلا القائم ، وذلك فى حلقات دائرية تمتد إلى أسفل حتى نهاية القبة ، وابتكر بعد ذلك وسيلة أخرى تحقق سهولة كبيرة فى التنفيذ باستخدام بالون ينفخ بالتدريج شكل (٢١) ، ويبدأ تجميع الوحدات من القمة فى حلقات دائرية ويستمر النفخ والتركيب حتى يتم تجميع المنشأ وبعد ذلك يسمح للهواء بالانطلاق من البالون.



شكل ٢٣ — استخدام وحـدات من أسطح هرمية من الصاج سمك ٣ مم يعلوها شبكة من الوحدات الطولية على شكل سداسيات ورشة تصليح عربات السكة الحديد بلويزيانا (١٩٥٨) — قطر ١١٧,٠٠ متر



شكل ٢٤ — محاولات لتكوين أشكال مختلفة يطبق فيها الإنشاء الجيوديسى

وقد قام فولر بالاشتراك مع مساعديه وطلبته بمحاولات لتطوير أشكال مختلفة غير القبة يمكن أن تطبق فى إنشائها فكرة الإنشائى الجيوديسى (شكل ٢٤) ، وذلك حتى يزيد من مرونة استعمالها لتغطية فراغات مختلفة الشكل .

* * *

REFERENCES

1) Charles Concordia, Two-Reaction Theory of Synchronous Machines with any Balanced Terminal Impedance. AIEE Transactions 1937 pages 1124 — 7.

2) R.H. Park, Two-Reaction Theory of Synchronous Machines. AIEE Transactions, July, 1929 pages 716 — 30.

3) S.B. Crary, Two Reaction Theory of Synchronous Machines. AIEE Transactions 1937, pages 27 — 31, 36.

4) S. L. Mikhail, C.A. Keener, Capacitive Loading of Saturated Synchronous Machines AIEE Transactions, 1957 pages 1457 — 63.

5) Saad L. Mikhail, Symmetrical Short Circuits on Saturated Alternaters. AIEE Transactions 1950 pages 1554 — 62.

6) Saad L. Mikhail, Potier Reactance for Salient-Pole Synchronous Machines. AIEE Transactions, 1950 pages 235 — 38.

7) Saad L. Mikhail, Investigation on The Influence of Magnetic Saturation Generator on Short Circuits. Harvard University, Cambridge, Mass., USA 1951.

8) S. L. Mikhail, Vector Theory of Synchronous Machines. Electrical Engineering July 1954, pages 622 — 33.

9) R. Rudenberg Transients in Electric Power Systems. McGrawhill. Book Co.

10) Saad L. Mikhail, Field Frequency Response of Symmetrically Loaded Synchronous Machines. Journal of Egyptian Society of Engineers. Oct.-Dec. 1966 pages 59 — 62.

11) A Generalized Form of The Nyquist Diagram and an Illustration of Application to Electrical Power Systems. Transactions of the Sixth World Power Conference, Melbourne, Australia, Oct., 1962.

where $D(s) = s(s + 1/T^1)(s + 1/T_a)^2 + \omega^2)$ (4) where the symbols are as generally used in the theory of synchronous machines and where the armature reactances include the external reactance X_e and where ω is the speed of the machine which in per unit system and at synchronous speed is equal to unity.

With reference to figure 1, it is seen that the poles a, b are common to the three solutions and give the transient governed by the armature time constant. The assumption of unsaturated armature and leakage paths leaves this part of the solution corresponding to these two poles invariant with saturation. I_d (s) and I_f (s) have in common a constant term giving the steady-state solutions and a pole at $-1/T^1$. It is this pole that moves considerably on the negative real axis with the variation of the saturation of the main magnetic circuit.

VARIATION OF THE SHORT-CIRCUIT TIME CONSTANT T^1 WITH SATURATION

In figure 2, is represented the no-load magnetization of the machine and the load line drawn from a constant excitation E and having a slope tan γ given by

$$\tan \gamma = x_d^1 / (x_d - x_d^1) \quad (5)$$

where as mentioned before these reactances include both the machine and external reactances.

In reference 4, is shown that the part of the transient influenced by the field time constant is given by :

$$- t/T_o = \int_h^o 1/\Delta \; d\,\Psi \quad (6)$$

assuming all the saturation to be in the poles

If the magnetization curve is assumed to be a straight line slope α to the vertical between the initial point h and the steady-state point a, there is.

$$\Delta = \Psi \tan\beta - (\psi_o - \psi)\tan\alpha \quad (7)$$

$$= \psi(\tan\beta + \tan\alpha) - \psi_o \tan\alpha. \quad (8)$$

Thus,

$$- t/T_o = \int_h^o \frac{d\psi}{\psi(\tan\beta + \tan\alpha) - \psi_o \tan\alpha} \quad (9)$$

and

$$-(\tan\beta + \tan\alpha)\, t/T_o = \ln \frac{\psi - \psi_o \tan\alpha / (\tan\beta + \tan\alpha)}{\psi_o (1 - \tan\alpha / (\tan\beta + \tan\alpha)} \quad (10)$$

putting,

$$\psi_{ss} = \psi_o \tan\alpha / (\tan\beta + \tan\alpha), \quad (11)$$

and

$$T_s' = T_o / (\tan\beta + \tan\alpha)$$
$$= T_o \frac{X_d'}{x_d + x_d'(\tan\alpha - 1)} \quad (12)$$

Equation (10) gives,

$$(\psi - \psi_{ss}) = (\psi_o - \psi_{ss}) - t/T_s' \quad (13)$$

The time constan T_s^1 appearing in the expression for the field flux linkage would also appear in the field current and the direct-axis armature current. Thus equation (12) gives the saturated value of this time constant. If this process is repeated, assuming the magnetization curve to be a polygon between points h and a, equation (12) gives the variation of this time constant with saturation where α would be the slope to the vertical of the segment considered of the no-load magnetization curve at the point considered. It is also evident that Ψ_{ss} would also vary, being given in every case by the ordinate of the point of intersection of the load line and the tangent to the no-load magnetization curve.

simpler than applying Routh's Criterion to the denominattor of the transfer function between the field voltage and either the field current of the direct-axis armature current [11]. The frequency response is also valuable in predicting approximate transient response.

Considering the saturated machine, the auther has presented some work for the transient response of the machine under sudden application of direct-axis load using the relation between Potier reactance and the direct-axis transient reactance [4,5,6,7]. In this analysis, the machine was assumed to have one rotor winding and to run at constant speed. The resistances of all windings were neglected except in the decay curves. The method used is to start with the differential equations of the armature and field windings, each of the form $e = P \Psi \pm i\, r$ where e is the terminal voltage applied to this winding, $p = d/dt$, i the current and r the resistance, the sign depends on the conventions used for the current.

The per unit system is also used. By using Park's rotor components [3,8] the differential componenets of the armature are written in rotor components. Solving these equations with the rotor short circuited gives the armature-decaying transient which may be assumed to follow the linear theory as it is influenced by leakage paths and by the armature and both of these are not affected materially with saturation. The field-decaying transient is not affected materially with saturation and may be obtained by Rudenberg method [9].

In this paper, is given the laplace transform solutions for the field current and the direct and quadrature-axis armature currents under sudden application of a symmetrical resistive inductive load. The speed is assumed constant and only the field winding is assumed to be on the rotor. An analytical expression for the field-decaying transient is derived using the no-lead magnetiration curve and assuming it to be a polygon.

LAPLACE TRANSFORM EQUATIONS

With the assumption of small armature resistance, one rotor winding and a symmetric inductive load with small resistance added to the armature resistance, the Laplace transform of the quadrature and direct axis components of the armature I_q (s) and I_d (s) and of the field current I_f (s) are given by;

$$I_q(s) = \frac{e}{x_q} \frac{\omega}{(S + 1/T_a)^2 + \omega^2} \tag{1}$$

$$I_d(s) = \frac{e}{x_d'} \frac{\left[\left(\frac{2}{T_a} + \left(1 - \frac{x_d}{x_d'}\frac{1}{T_o}\right)\right) S^2 + \left(\frac{2}{T_o T_a} + \frac{1}{T_a^2} + \omega^2\right) S + \frac{1}{T_o}\left(\frac{1}{T_a^2} + \omega^2\right) \right]}{s\left(s + \frac{1}{T'}\right)\left[\left(S + \frac{1}{T_a}\right)^2 + \omega^2\right]} \tag{2}$$

$$I_f(s) = \frac{E/R}{D(s)} \left[s^3 + \frac{x_d}{x_d'} \left\{ \left(\frac{1}{T_a} - \frac{1}{T_o}(x_d/x_d' - 2)\right) s^2 \right.\right.$$

$$\left.\left. + (\omega^2 + 1/T_a^2 + 2/T_o T_a)\, s + \frac{1}{T_o}(\omega^2 + 1/T_a^2) \right\} \right] \tag{3}$$

Fig. 1 — Poles of field and Armature Currents.

Fig. 2 — Obtaining the Saturated Field Time Constant.

CONTRIBUTIONS TO THE ANALYSIS OF DIRECT-AXIS TRANSIENT RESPONSE OF SATURATED ALTERNATORS

By

Dr. SAAD LUKA MIKHAIL

Associate Professor of Electrical Engineering
Ain-Shams University

SYNOPSIS

The Laplace transform of the field current, direct and quadrature-axis armature currents are given for constant field voltage, one rotor winding and constant speed. These expressions have two common poles governed by the armature time constant and vary only slightly with saturation. In addition, the field current and the direct-axis armature current have a constant term giving the steady-state solutions and a pole that moves on the negative real axis influenced by the time-constant of the field and the saturation of the main magneric circuit. By approximating the no-lead magnetization curve to a polygen, the variation of the position of this pole with saturation is discussed.

INTRODUCTION

The synchronous Machine represents a very complex problem to analyze. The Complexity arises from the saturation in the iron, the variable coupling between the various windings and the nonlinearity of the torque-angle characteristic. However, under symmetrical conditions and with certain siemplifying assumptions, many synchroncus machine problems of frequent occurrence can be dealt with using the general linear network theory. An example of such application is the transfer function between the field voltage and the field current for the unsaturated machine, also the tranfer function between the field voltage and the rotor components of the armature current for a symmetrical terminal load. Concordia [1] showed that under balanced conditions the relations between the field voltage and field current and also armature rotor components is linear and thus a linear transfer function can be obtained. From this transfer function, the frequency response can be computed or measured [10]. The frequency response here denoted the ratio between the field voltage and the field current and the ratio between the field voltage and the rotor components of armature currents for a sinusoidally varying field voltage of variable frequency, with the machine running at constant speed and with a symmetrical steady-state load applied to the armature, the field current measured directly. The rotor components of armature currents may be computed using Park's Equations [2] from oscillogram of armature phase currents. A special case of this problem would be the case of balanced capacitive load discussed by Crary [3] and the auther with Keener [4]. By computing or measuring the frequency response, the Nyquist criterion can be applied to determine regions of self excitation. This may be

REFERENCES

(1) W.G. Johnston and J.J. Gilman, J. Appl. Phys. 30, 129, 1959.

(2) J.J. Gilman and W.G. Johnston, Dislocations and mechanical properties of crystals. John Wiley, 1956.

(3) D.F. Stein and J.R. Low, J. Appl. Phys. 31, 362, 1960.

(4) G.T. Hahn, Acta Met. 10, 727, 1962.

(5) W.G. Johnston and J.J. Gilman, J. Appl. Phys. 31, 687, 1960.

(6) W.G. Johnston and D.F. Stein, Acta. Met. 11, 317, 1963.

(7) R.W. Guard., Acta. Met. 9, 163, 1961.

(8) S. Floreen and T.E. Scott, Acta Met. 12, 758, 1964.

(9) J.C.M. Li and J.T. Michalak, Acta. Met. 12, 1458 1964.

(10) S.F. Floreen and T.E. Scott, Acta. Met. 12, 1459, 1964.

(11) A.M. Omar, Ph.D. Thesis, Sheffield, 1964.

(12) H. Conard., J.I.S.I. 198, 364, 1961

(13) H. Conrad, N.P.L. Conference on the relations between the structure and mechanical properties, January, 1963. P. 455.

(14) J.W. Christian, N.P.L. 16D, P. 1961.

(15) J.W. Christian, Acta. Met. 12, 99, 1964.

(16) G.T. Hahn, N. P. L. Conference 16d, P. 476.

(17) W.G. Johnston, J. Appl. Phys. 33, 2766, 1962.

increases with strain as shown in equation 12 and by the experimental plots in figure 5, the L.H.S. of equation 16 must decrease as ε increases. The strain ε is a franction since by definition $\varepsilon = \ln(1 + \Delta e)$ therefore $m_1 - m_2$ must be a negative quantity in order that the L.H.S. decrease with increase in strain, i.e. $m_2 > m_1$, which means that the coefficient of work hardening m decreases as the strain rate increases. Therefore the variation that the experimental results has shown is indeed genuine.

Taking the logarithms of equation 16 we have

$$\lg K^1 + (m_1 - m_2) \lg \varepsilon = \frac{1}{n_\varepsilon} = r_\varepsilon \quad \ldots\ldots \ (17)$$

The values of K^1 and m_1 and m_2 are appropriate for a tenfold change in strain rate. In the general case we have

$$\log \frac{K_1}{K_2} + (m_1 - m_2) \log \varepsilon = \frac{X}{n_\varepsilon} \quad \ldots\ldots \ (18)$$

where $X = \log \frac{\dot{\varepsilon}_1}{\dot{\varepsilon}_2}$ and the subscripts relate the variables to the two strain rates. The experimental results are plotted in figure (9) according to equation (17). The scatter on experimental results is rather large compared to other in this work but this is due to the scatter in values of n. The plot also shows that there is a change in n values at strains greater than 2% which clearly indicates that the decrease in work hardening exponent m noted earlier(11) at small strains is indeed genuine. At low strains (approximately 2 %) the values of $\frac{1}{m}$ increase rapidly and an anomaly corresponding to those observed in the plots of log σ against log ε (figures 6, 7) also occurs. Fig. 8.

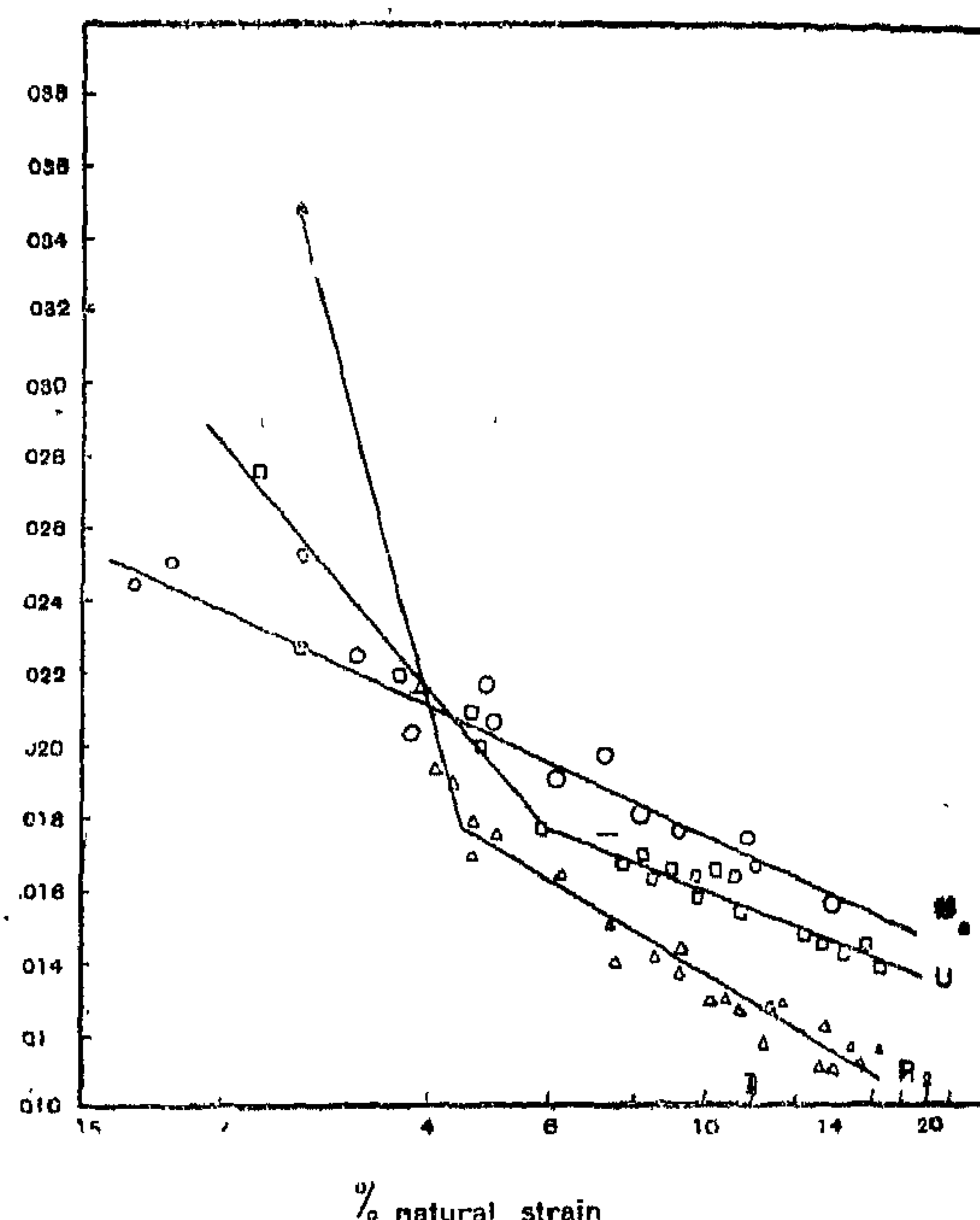


Fig. 8 — Plot of strain rate sensitivity versus natural strain according to equation (18).

CONCLUSION

The results and their mathematical treatment show that :

(1) The coefficient of work hardening decreases with increase in strain rate.

(2) The strain rate exponent r decreases with increase in strain.

(3) That σ_0 the stress necessary to maintain dislocation at unit velocity, changes with strain in the same manner as the stress for any other velocity according to the equation $\sigma_0 = K_0 \varepsilon^{m_0}$

(4) The coefficient n in the Stein and Low equation $V = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^n$ increases with strain and is related to it and to the work hardening. Coefficient m by the equation

$$\log \frac{K_1}{K_2} + (m_1 - m_2) \log \varepsilon = \frac{X}{n_\varepsilon}$$

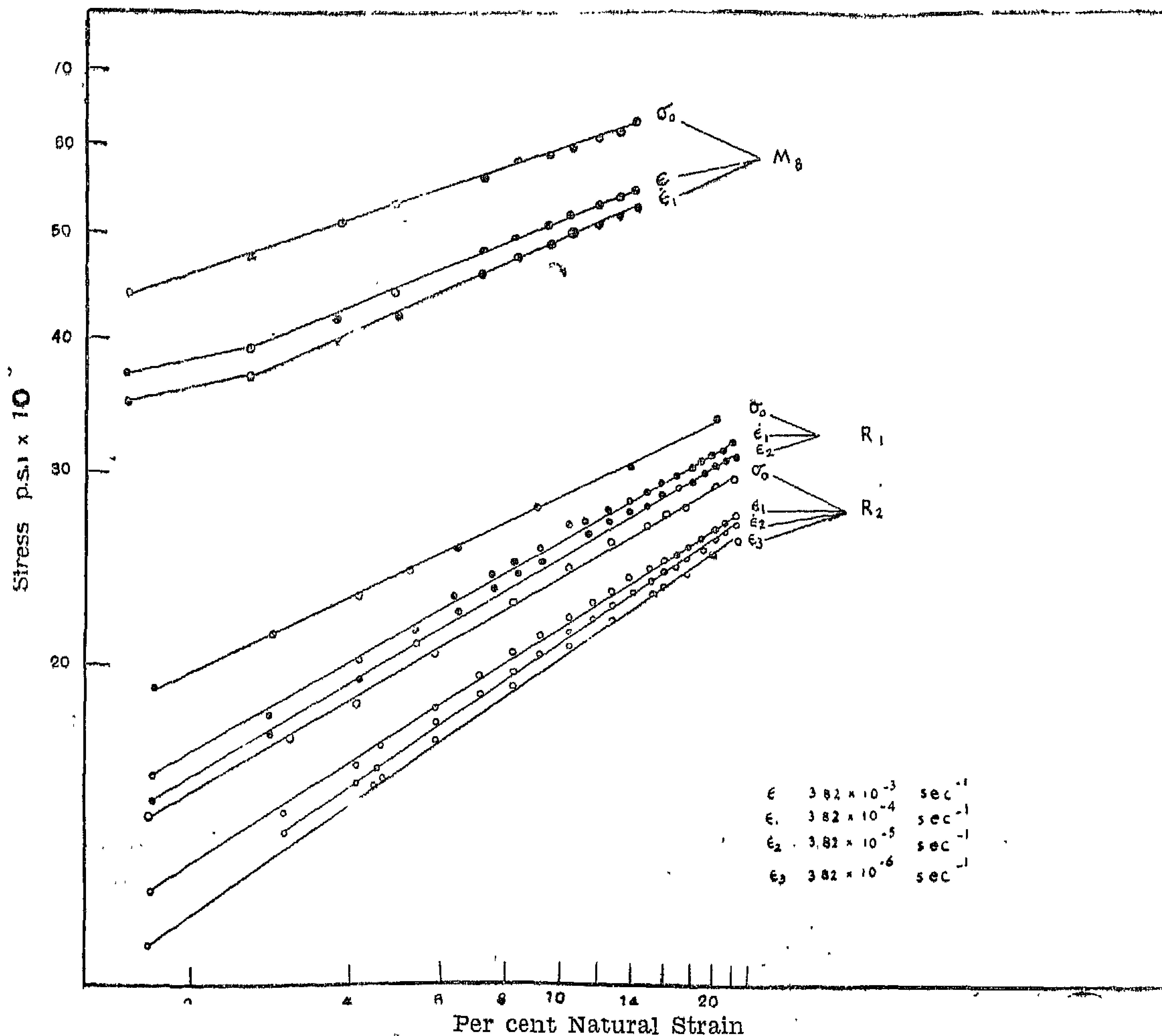


Fig. 6 — Variation of the work hardening coefficient m with strain rate for niobium R, & R_2 and for alloy N_8.

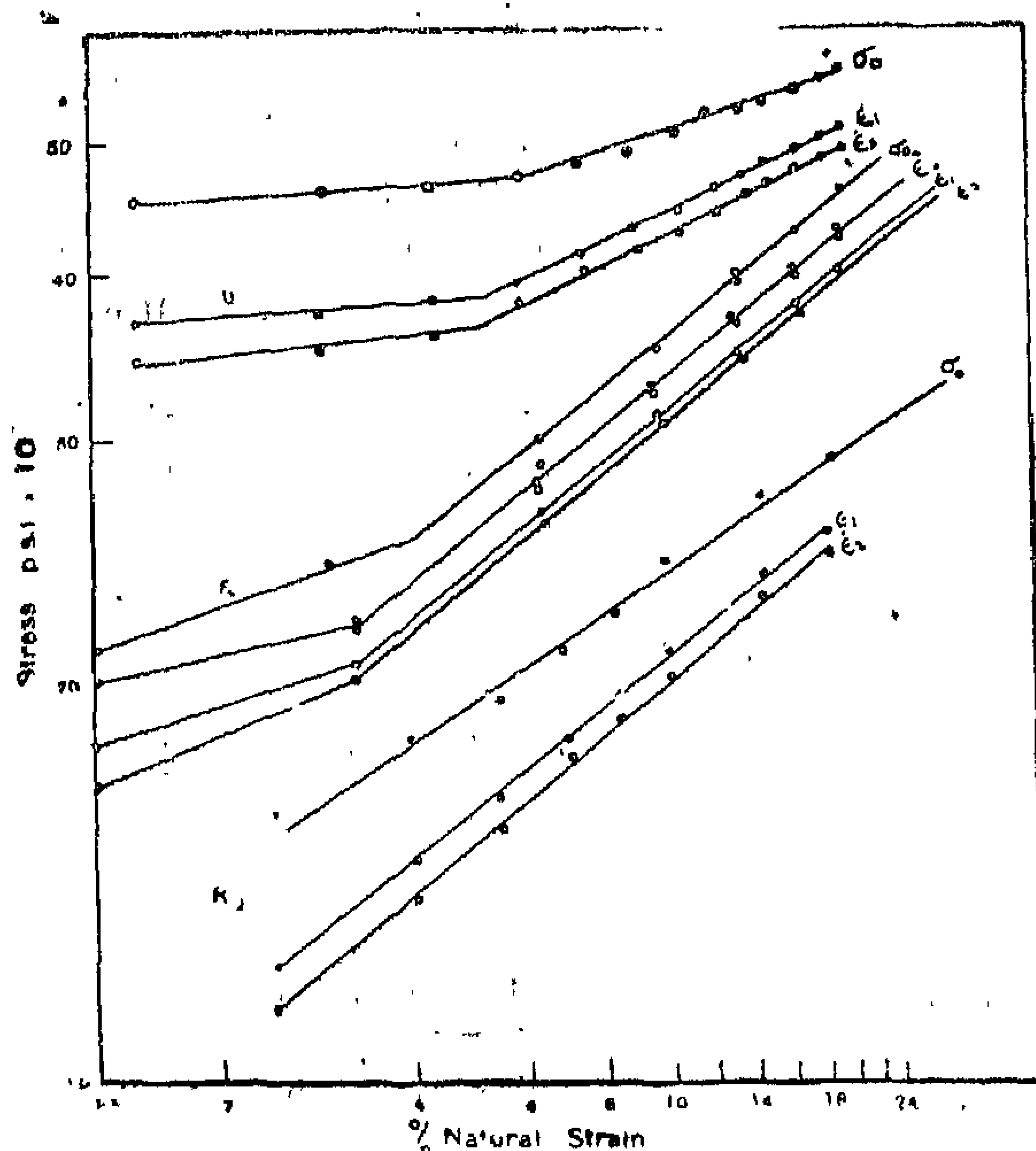


Fig. 7 — Variation of the work hardening coefficient m with strain rate for niobium.

and K_2 are the corresponding strength constants

for $\varepsilon_1 = 10\ \varepsilon_2$ $\qquad \sigma_1 > \sigma_2$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{K_1}{K_2} \frac{\varepsilon^{m1}}{\varepsilon^{m2}}$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = K^1\ \varepsilon^{m1-m2} \qquad \ldots\ldots (15)$$

Substituting for $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$ by $(\frac{\dot\varepsilon_1}{\dot\varepsilon_2})^{1/n}$ from equation 11 (11)

we obtain $(\frac{\dot\varepsilon_1}{\dot\varepsilon_2})^{1/n} = K'\ \varepsilon^{m1-m2}$

Since $\frac{\dot\varepsilon_1}{\dot\varepsilon_2} = 10$ then $10^{1/n} = K' \cdot \varepsilon^{m1-m2}$ ......(16)

In this equation we have related the work hardening coefficients for two strain rates, one ten times the other, with the strain ε and the dislocation velocity exponent n. Since n

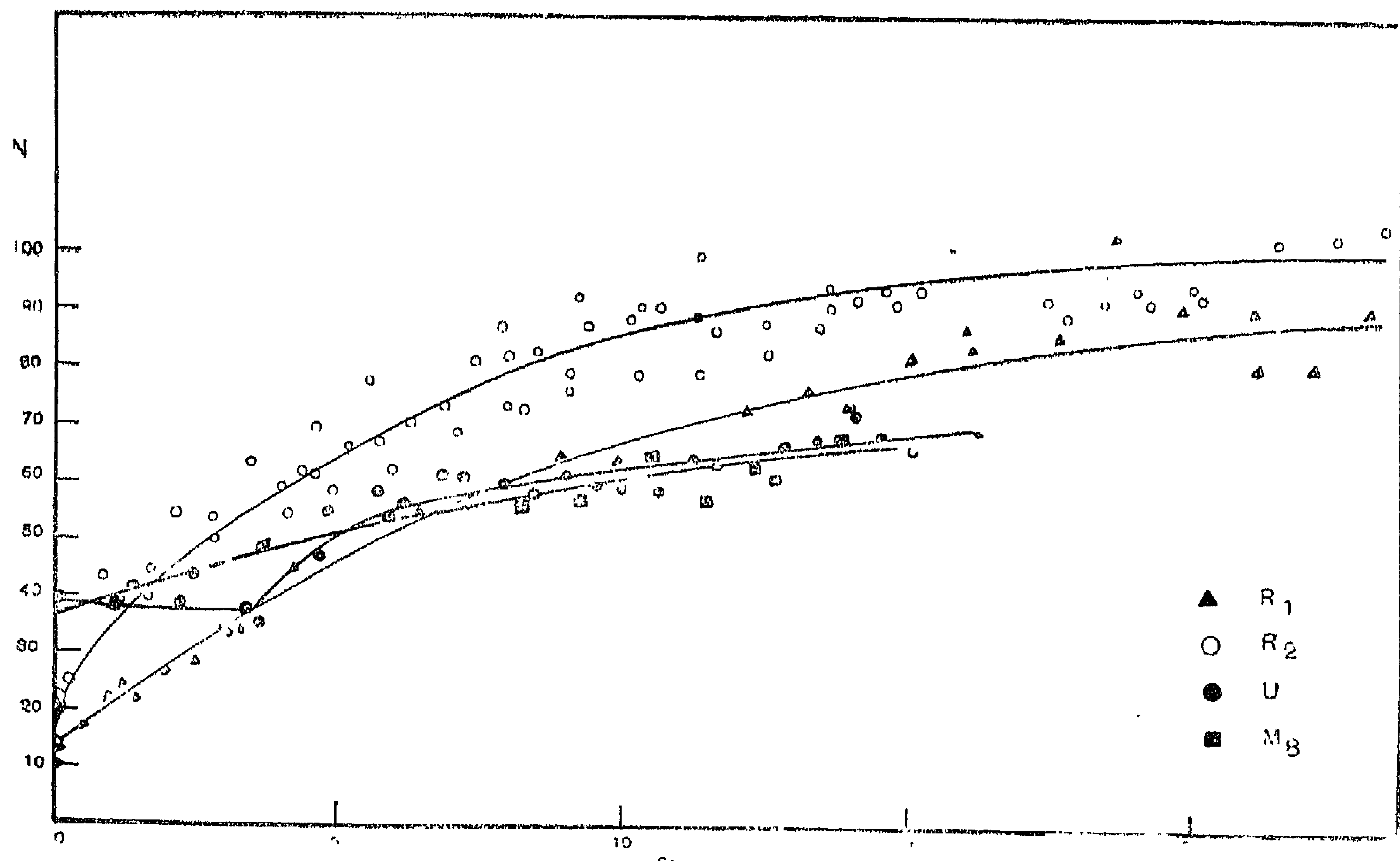


Fig. 5 — Change of the dislocation velocity exponent N with strain in niobium.

The relationship between stress and strain has been empirically expressed by an equation of the form $\sigma = K\ \varepsilon^{m}$ ——— (13) where K is the strength constant, ε is the natural strain and m is the work hardening co-efficient. σ in equation (13), the stress at any strain ε, also represents at any particular strain rate, the stress to derive dislocations at the velocity corresponding to the applied strain rate and the dislocation density which in its turn is a variable that depends on the strain alone and is independent of strain rate[16]. Since σ_0' in equation (5) is the stress for unit dislocation velocity, it is not unreasonable if it obeyed a relationship of the type of equation (13), for unit velocity is only a velocity of a certain determined magnitude, and a relationship that satisfies any velocity should also satisfy any specified velocity. σ_0 could be determined at any strain from equation 9 and from equation (1), we have assumed that the coefficient C and a were equal to 10^9 and 1 as in steel

The values of σ and σ_0, calculated as mentioned above are plotted according to equation (13) in figures 6 and 7 for specimens of niobium R_1, R_2 and U and its alloys with molybdenum M_8. The results also include a few tests carried on pure iron specimens, since its dislocation multiplication constants are very close to the values assumed in our calculations. As seen both also satisfy equation (3), and the coefficient of work hardening m decreases as the strain rate increases. The variation in m with strain rate is very small, and one would have been inclined to attribute this change to experimental error, had it not been possible to prove mathematically that this change is indeed genuine. This could be proved as follows:—

If m was a function of strain rate then equation (13) would be in its general form :

$$\sigma_{\dot\varepsilon} = K_{\dot\varepsilon} \cdot \varepsilon^{m\dot\varepsilon}$$

at any two strain rates $\dot\varepsilon_1$ and $\dot\varepsilon_2$ we have

$$\sigma_1 = K_1\ \varepsilon^{m1}$$
$$\sigma_2 = K_2\ \varepsilon^{m2}$$

where m_1 and m_2 are the coefficients of work hardening at strain rates of $\dot\varepsilon_1$ and $\dot\varepsilon_2$ and K_1

$$\text{or } n_\varepsilon = \frac{1}{\log\left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma_2}\right)} \quad \ldots\ldots (12)$$

Since $\Delta\sigma$ is constant with strain for B.C.C.[12-15] (figure 4) while σ increases with increase in strain, then it follows from equation (12) that n will increase with strain.

The experimental results of n at different strains plotted in figure (5) show that this is the case and also show the same shape that one would expect from an equation of the type given in (12). It is also observed that the shape of the curve is different for any material. For example, the change of n with strain for the alloy with molybdenum was not as great as the change in R_2 the purest niobium used. For unrefined niobium the change in n was closely similar to that of the alloy with molybdenum after the Luder's strain. This is naturally due to the nature of equation (12) and to the fact that the value of $\left(\frac{\Delta\sigma}{\sigma}\right)$ varies differently from one material to another.

The change of σ with strain depends on the rate of work hardening while $\Delta\sigma$ is independent of strain. Therefore the factors that will affect the rate of work hardening will consequently affect the velocity co-efficient n and its rate of variation with strain. In the Luder's strain period the material deforms at a constant stress and work hardening is very small, therefore it is expected that the values of n remain constant since $\Delta\sigma$ does not vary much and σ remains constant. After the Luder's strain, depending on the rate of work hardening, n will increase. With increase in purity or grain size the Luder's strain decreases, which results in a rapid increase in n. In the pure niobium specimens the Luder's strain was much smaller than in the impure niobium U, and consequently we observe that in the pure niobium the change in values of n is so rapid and reaches higher values than in the impure niobium. One can generally observe that a plot n against strain more or less resembles a stress strain curve. We shall relate later, after we have found the relationship between n and strain, n with the work hardening coefficients.

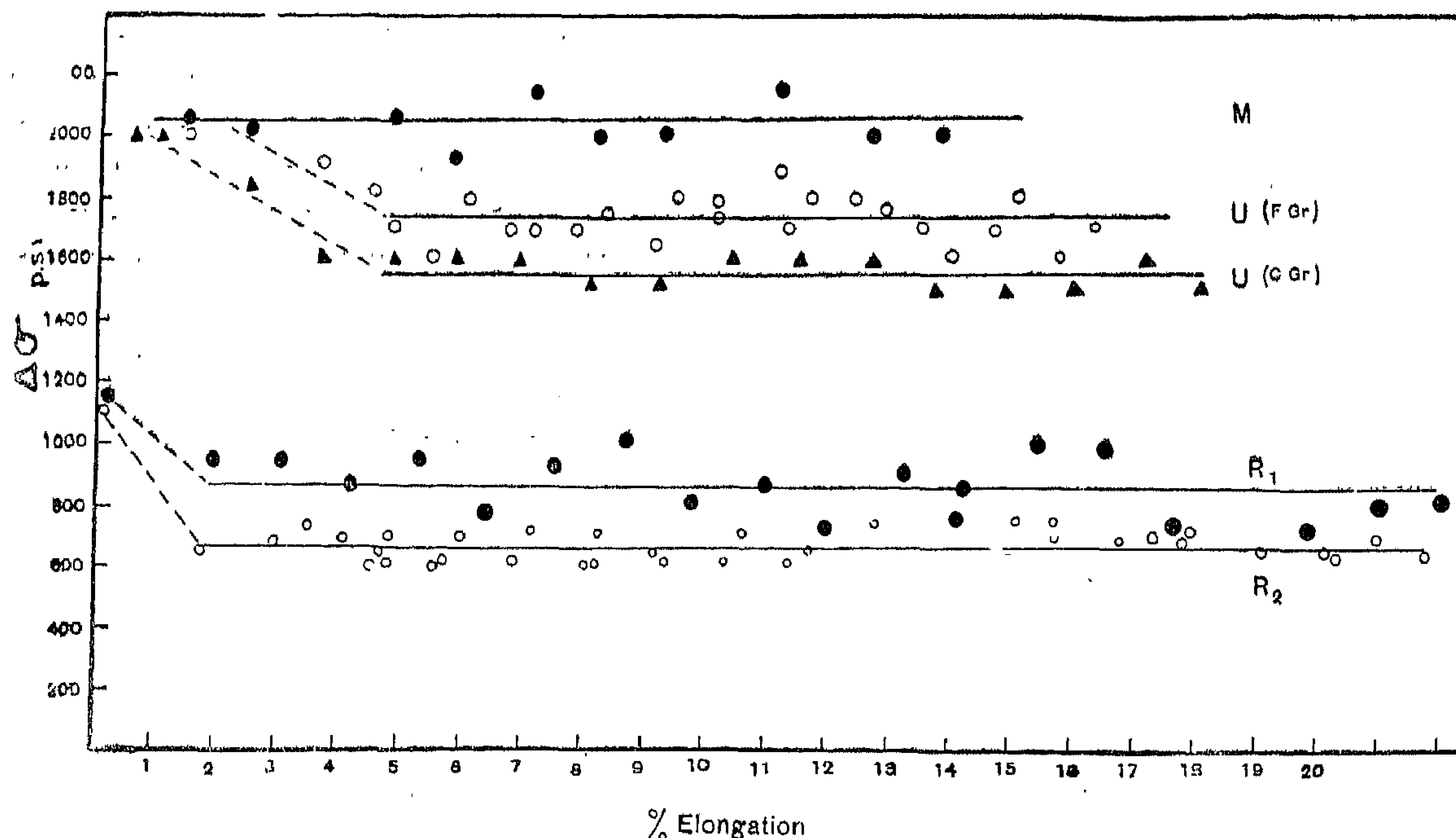


Fig. 4 — Increase in flow stress ($\Delta\sigma$) due to 10 fold increase in strain rate for various purities of niobium and its alloys with molybdenum.

tions between any two specimens, while in cycling only one specimen was used to obtain three values of stresses at the different strain rates.

From the results in figure (3), one can draw two conclusions. The first is that the strain rate equation as given in equation (6) is obeyed at all strains but the strain rate exponent r and σ_A the stress at unit strain rate are not constants but are functions of strain. Therefor a more general form of equation (6) would be

$$\sigma = \sigma_{A\varepsilon}\ \varepsilon'^{\ r_\varepsilon} \qquad \ldots\ldots\ (10)$$

The second conclusion is that there are no differences between values of r (or its reciprocal n) when obtained from cycling one specimen or from different tests carried at different strain rates.

In table 2 the actual values of $\Delta\sigma$, the increase or decrease in stress due to increase or decresse in strain rate is given, for the two types of tests as described by (a) and (b). There are no major differences in $\Delta\sigma$ between the two types of tests, which is also a further support to our previous opinion.

Table (2) — Variation of flow stress with Strain Rate

Strain	Cycling Tests (Method a)		Independent Tests (Method b)	
	Strain Rates (1) to (2)	Strain Rates (1) to (3)	Strain Rates (1) to (2)	Strain Rates (1) to (3)
1.74	590	1270	620	1250
2.9	680	—	600	1230
4.1	690	—	610	1220
5.75	600	1200	600	1240
8.05	600	1250	620	1300
10.3	600	1250	590	1200
12.6	700	1380	600	1200
14.8	600	1200	640	1290
15.7	600	1300	600	1240
17.9	630	1200	630	1270
20.2	640	1300	600	1200

Strain Rate (1) = $3.82 \times 10^{-4}\ sec^{-1}$

Strain Rate (2) = $3.82 \times 10^{-5}\ sec^{-1}$

Strain Rate (3) = $3.82 \times 10^{-6}\ sec^{-1}$

It is also observed from table 2 that $\Delta\sigma$ is not a function of strain. This is common to B.C.C. metals[12-15]. In figure 4 the values of $\Delta\sigma$ due to a 10-fold iscrease in strain rate is plotted against percentage elongation for speciments of U, with two grain sizes, fine $d^{-1/2}$ 9.2) and coarse ($d^{-1/2}$ 5.6), specimens of R_1, R_2 and M_8, when they were cycled between strain rates of 3.82×10^{-4} and $3.82 \times 10^{-5}\ sec^{-1}$. In all these specimens $\Delta\sigma$ was independent of strain higher than the Luder's strain. In the Luder's strain region $\Delta\sigma$ has higher values than after it. The dotted lines show the decreasing value of $\Delta\sigma$ before it reached a constant value after the Luder's strain which is independent of strain hardening. The results in figure 4 also show that $\Delta\sigma$ depends on the *initial* strength of the material. It increased with molybdenum addition and with decrease in purity of niobium. However one cannot say that the $\Delta\sigma$ values depend on the friction stress, for it is higher for fine grained niobium than for coarse grained niobium of the same purity and we know that the friction stress does not change with grain size. Also it is independent of the increase in friction stress due to dislocation interaction in the work hardening stage.

As mentioned before the strain rate equation is obeyed at all strains but the parameters σ_A and r changed with strain. Since both are related to the dislocation velocity parameters, one can by finding the relationship between both σ_A and r and strain find the required change of σ_0' and n with strain. In cycling tests of any specific material between two strain rates $\dot{\varepsilon}_1$ and $\dot{\varepsilon}_1$ where $\varepsilon_1 > \varepsilon_2$ we have according to equation (10) :—

$$\sigma_1 = \sigma_{A\varepsilon}\ \dot{\varepsilon}_1^{\,1/n_\varepsilon}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{A\varepsilon}\ \dot{\varepsilon}_2^{\,1/n_\varepsilon} \qquad \text{at any stain } \varepsilon$$

$$\text{i.e. } \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}_1}{\dot{\varepsilon}_2}\right)^{1/n_\varepsilon} \qquad \ldots\ldots\ldots\ (11)$$

for a ten fold increase $\sigma_1 - \sigma_2 = \Delta\sigma$ = constant

and $\dot{\varepsilon}_1 / \dot{\varepsilon}_2 = 10$

$$\text{i.e. } 1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma_2} = 10^{1/n_\varepsilon}$$

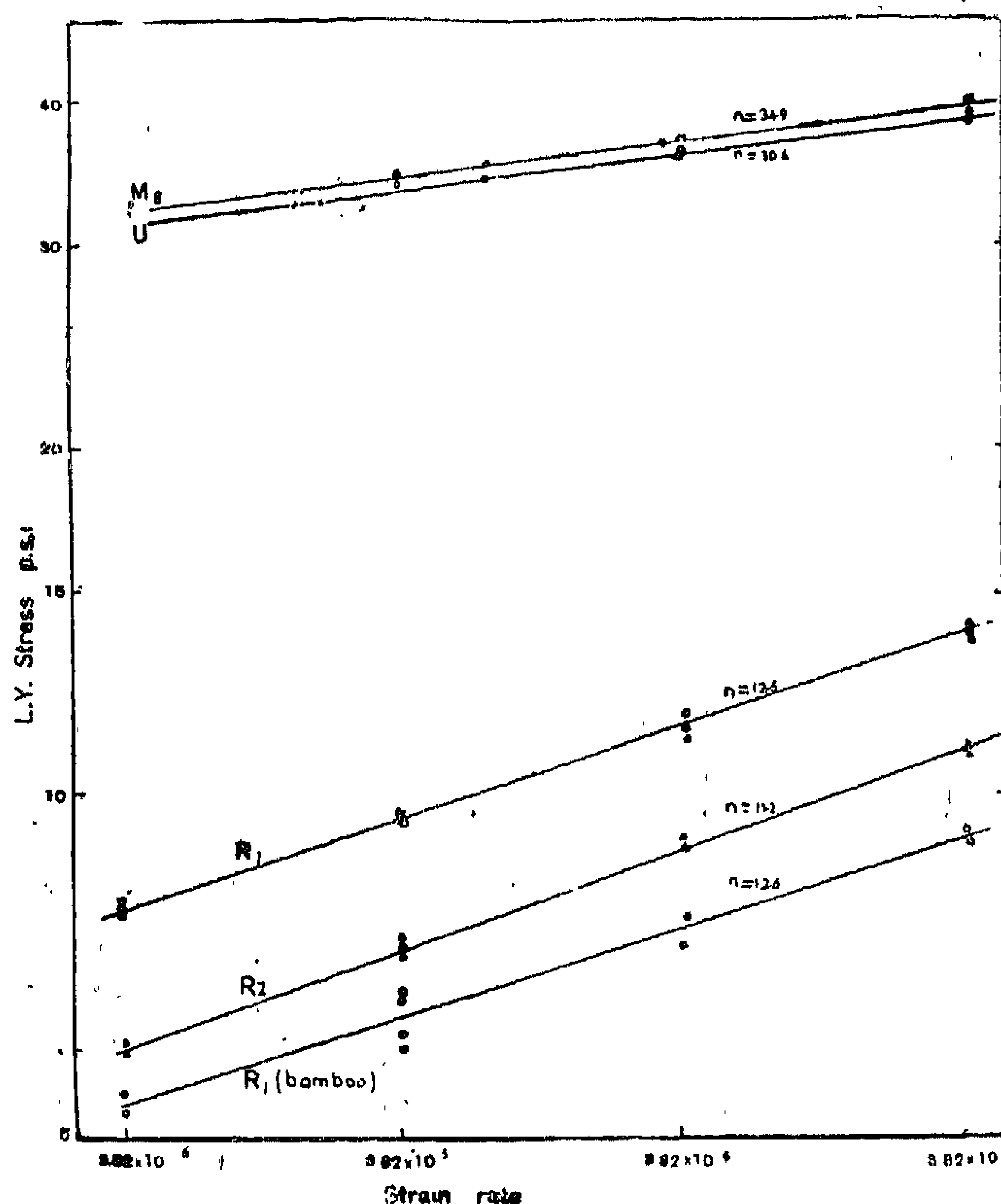


Fig. 2 — Lower yield stress versus strain rate for niobium of different purities and niobium 8% Molybdenum.

The variation of n with strain could be studied from a plot of log σ against log ε at various values of strain. However such a study is not possible unless equation (6) is valid for all values of strain and not only for initial yielding. Also since it was claimed by some authors[6] that the increase in stress due to sudden changes in strain rate may result in unlocking some of the dislocations that had been stuck by interactions with each other, it is also necessary to prove that the strain rate equation holds for all values of strain when cycling between different strain rates occurs. Because if this latter point was proved it would be of great experimental advantage, since a number of experimental points could be obtained from few specimens.

The results shown in figure (3) are for a series of tests carried out on R_2 specimens. The experimental points shown in this figure were obtained by two methods as follows :—

(a) A specimen was strained at a rate of 3.82×10^{-4} sec^{-1} to about 2% in elongation and the strain rate was suddenly changed to 3.82×10^{-6} sec^{-1}. Straining was continued at this strain rate till the load settled (.02% strain was necessary) after which the strain rate was stepped up to 3.82×10^{-5} sec^{-1} and the straining carried out a further 1%. The cycle was repeated until the ultimate load was reached. The idea behind stepping down and up in strain rate and choosing the smallest strain rate in the middle of the cycle, was to obtain three values of stresses for three different strain rates at very nearly the same strain. A difference of .02 % strain would make a negligible error in stress calculation. The results of such a test are represented with dots in figure (3). They fall exactly on a straight line.

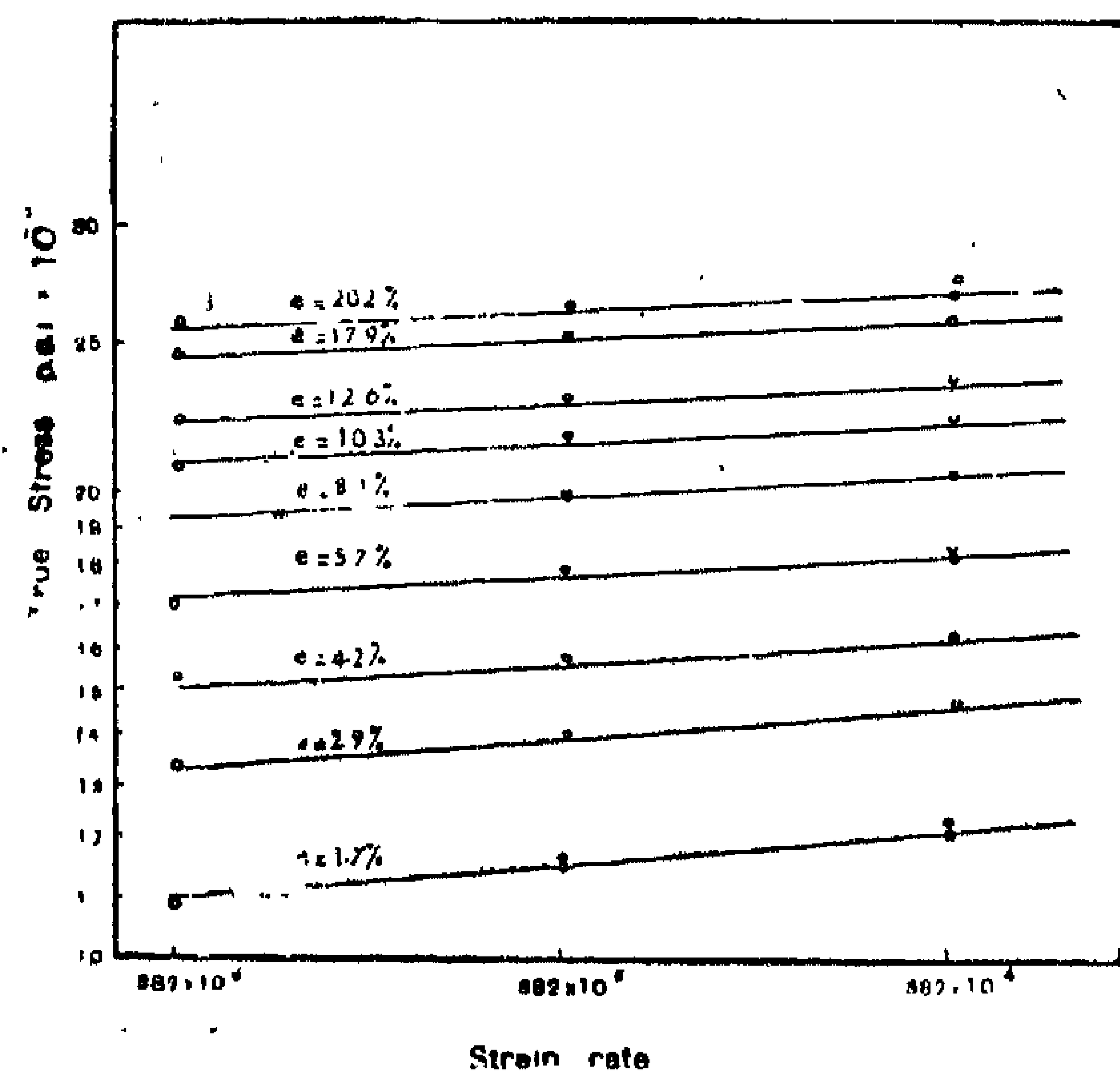


Fig. 3 — Increase of n with strain in niobium.

(b) Various specimens of R_2 were strained to fracture at the three strain rates adopted in (a). The values of true stresses at strains equivalent to those at which the above mentioned cycling was carried out were calculated. These results are represented with circles in figure (3). They also fall in the straight lines obtained from cycling tests, but not as well as by method (a). This is because different specimens were used in the latter tests and there are always slight structural varia-

Table (1)
GAS ANALYSIS

Material	O_2 wt.%	N_2 wt.%	C	H_2
R_1 annealed with zirconium	0.012 0.012	0.0013 0.0012	0.0025	0.0005 0.0
R_2	0.0006	0.0017	0.0035	0.0
R_2	0.0007	0.0021		
U annealed at 1400°C with zirconium	0.014 0.0145	0.0063 0.007		0.0003 0.0
U annealed at 1650°C with zirconium	0.019	0.0065		0.0002
Nb/Mo annealed at 1250°C with zirconium	0.003	0.0015		0.0009

The tensile specimens were 2″ gauge length. Specimens were gripped by pin chucks that had two ball bearings brazed to their ends. This allowed free suspension of the specimens, in the tensile machine. The necessary precautions were taken in order to avoid straining of the tensile specimens while they were handled. The machine used in this work was basically similar in design to the Adams machine, except that it was fitted with a double gear box that allowed changes to different cross head speeds in multiples of ten. The highest cross head speed available was 0.457 inch/min. The machine was fitted with two motors and magnetic clutches. Since it was possible to set the gear box at one speed while the machine was running on the other motor, changing from one speed to the other could be done easily through the magnetic clutches in about $\frac{1}{100}$ sec.

RESULTS AND DISCUSSION

A few tests were carried out to investigate the effect of strain rate on the initial yield of niobium of different purities and its alloy with molybednum. The values of the lower yield points are plotted in figure (2) according to the stress strain rate equation $\sigma = \sigma_A \, \varepsilon^{\,r}$ —— (6) where σ is the stress at any strain rate ε and r is the strain rate exponent and σ_A is the stress for unit strain rate.

The results in figure (2) are specimens of zone refined niobium (R_1) with grain size $d^{-1/2}$ 4-4.5 and bamboo, zone refined niobium (R_2) $d^{-1/2}$ 3.8-4, niobium-molybdenum alloy 7.8% Mo $d^{-1/2}$ 6.7-7.3 and unrefined niobium U $d^{-1/2}$ 9.5.

Figure (2) shows that the inverse of the strain rate exponent (n) increases and σ_A increases with decrease in purity or with alloying addition. From equation (2) Substituting in equation (5) we get $\varepsilon' = f.\ \rho.\ b\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^n$ —— (7)

Comparing equations (7) and (6) we find that $n = \frac{1}{r}$ —— (8)

and $\sigma_0' = \sigma_A \,/\, (f.\ \rho.\ b)^{1/m}$ ———— (9)

Therefore one can conclude from the experimental results and from the above comparison that in niobium the velocity exponent n increases with decrease in purity or with alloying addition.

linear plot they obtained from σ against ε_p. In order to account for work hardening Hahn[4] expressed the velocity of dislocation as

$$V = \left(\frac{\sigma_0}{\sigma - q\,\varepsilon_p}\right)^n \quad \ldots\ldots\ldots (4)$$ which assumes

that σ_0 is constant and does not alter with work hardening. The experimental results of Gilman and Johnston[5] on the behaviour of individual dislocations in strain hardened LiF crystals offers direct experimental evidence that σ_0 is a variable and not a constant as Hahn assumed.

Figure (1) shows their plot of the velocity-stress relationship of dislocations for both undeformed and strain hardened crystals. The major effect of prestrain was to shift the velocity curve to higher stresses, which means that σ_0 the stress for unit velocity increased with increase in strain. Since the plot is on logarithmic coordinates a simple linear subtraction of the difference between the two parallel lines is not mathematically correct. We therefore conclude that the velocity stress relationship in the strain hardened state should be represented by an equation of the form

$$V = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0'}\right)^n \quad \text{—— (5)}$$ where σ_0' is a function of strain. Further one cannot be quite sure from the plot in figure (1) whether the slope of the two lines changes with strain or not, since the experimental scatter could allow a variation in its value. Therefore one cannot exclude the possibility that n is another possible variable in the velocity stress relationship.

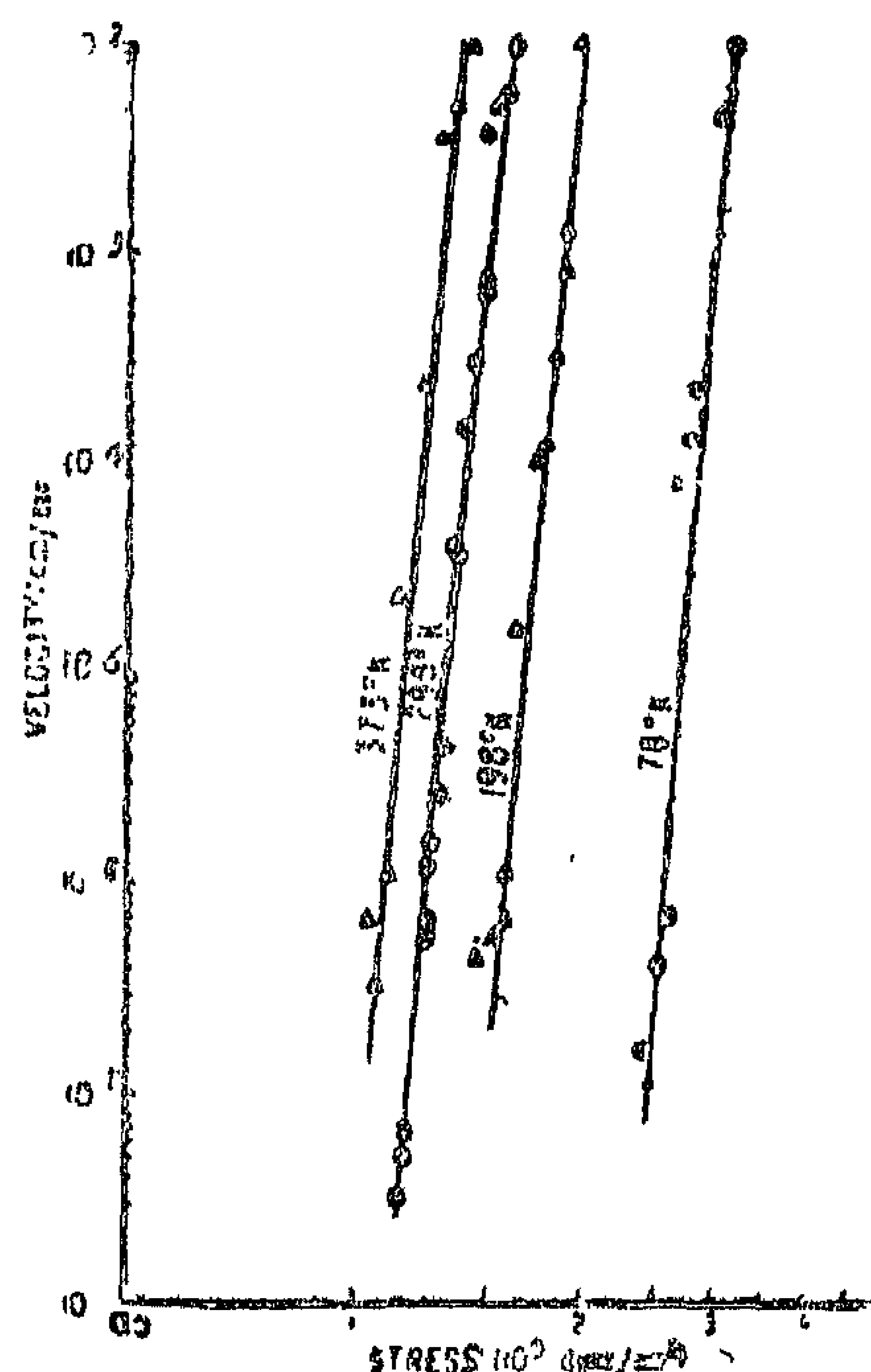


Fig. 1 — Stress dependence of edge dislocation velocity at four different temperatures.

The apparent success of Johnston[17] and Hahn[4] hypothesis prompted other investigators to find experimental methods to obtain the parameter n without restorting to direct measurements of dislocation velocities[6,7,8,9,10]. All their treatpents assumed that σ_0 was constant and therefore their conclusions cannot be accepted.

The object of this work was to find the variation in n and σ_0 with strain in the process of deformation of niobium of different purities. The effect of molybdenum additions on these parameters was also studied.

EXPERIMENTAL

The materials used were the same as those used in another investigation[11]. The gas analysis of the specimens used is shown in table 1. The analysis was carried out by vacunm fusion[11].

THE STRESS, STRAIN AND STRAIN RATE RELATIONSHIPS IN NIOBIUM AND ITS ALLOYS

By

Dr. A. M. OMAR

SUMMARY

Tensile tests were carried out on zone refined niobium, unrefined niobium and its alloys with molybdenum, at different strain rates. The parameters in the Stein and Low equation $V = \left(\frac{\sigma}{\sigma_o}\right)^n$ have been obtained from tensile tests. The theory of Johnston and Hahn has been criticised and it has been shown that, contrary to their assumption n and σ_o vary with strain and also with purity and alloying additions. A relationship between σ_o and n with strain has been suggested.

INTRODUCTION

The velocity of dislocations was found to be a very sensitive function of stress[1,2,3]. Stein and Low[3] gave an empirical equation relating the applied stress σ to the velocity of dislocation $V = \left(\frac{\sigma}{\sigma_o}\right)^n$ where σ_o is the stress necessary to maintain the dislocations at unit velocity. Johnston[2] and Hahn[4] presented a model for abrupt yielding in LiF and B.C.C. metals built on the changes that occur in the velocity of dislocations as they multiply and the associated changes in the stress necessary to maintain these velocities. Although both models could account successfully for the occurrence of abrupt yielding, yet both hypotheses were erronious in a basic assumption in their treatment, especially in the strain hardening region. Therefore we shall review their treatment and point out where the error lies.

In its simplest form[4] dislocation multiplication was described by the empirical formula $\rho = \rho_o + C\,\varepsilon_p{}^a$ ———— (1) where ρ_o is the density of the initial grown in dislocations, C and a are constants and ε_p is the plastic strain. A fraction f of the density of dislocations was assumed to be mobile. The velocity in terms of strain rate was given by $\varepsilon_p = f.\rho.b.v$ ———— (2).

If one were to apply the Stein and Low equation $V = \left(\frac{\sigma}{\sigma_o}\right)^n$ ——— (3) and maintain σ_o constant during straining one would find that the stress necessary to maintain the velocity V as calculated from equation (2) is continuously decreasing. This is because f and $\dot{\varepsilon}$ the applied strain rate is constant while ρ is continuously increasing and so V must decrease in order that equation (2) would hold. Therefore a stress strain curve calculated from both equations (a) and (3) would show a continuous decrease in stress after yielding. In order to account for work hardening Gilman and Johnston[1, 5] took the difference between such a calculated curve and an actual experimental curve and attributed the difference to work hardening. When they plotted such a difference $\Delta\sigma$ against the plastic strain, a linear plot was obtained and therefore they concluded that $\Delta\sigma = q\,\varepsilon_p$ where q is the slope of the

Substituting in (IV-4),

$$\frac{2\,h'}{K} = \frac{Lh\,h'}{K}(\sec^2(\rho-\mu) + \tan(\rho-\mu))$$

$$= \frac{L\,h\,h'}{K} + \frac{L\,h\,h'}{K}\tan^2(\rho-\mu) + \tan(\rho-\mu)$$

or,

$$\tan^2(\rho-\mu) + \frac{K}{L\,h\,h'}\tan(\rho-\mu) + \frac{1-2\,K}{h\,L\,2} = 0 \qquad \text{(IV-7)}$$

Solving,

$$\rho-\mu = \tan^{-1}\left[-\frac{K}{2\,Lhh'} \pm \sqrt{\frac{K^2}{4L^2h^2h'^2} + \frac{2\,K}{hL^2} - 1}\,\right] = \tan^{-1}(\alpha \pm \beta) \qquad \text{(IV-8)}$$

where

$$\alpha = -\frac{K}{2\,Lhh'} \;\&$$

$$\beta = \left[\left(\frac{K}{2\,Lhh'}\right)^2 + \frac{2\,K}{hL^2} - 1\right]^{1/2} \qquad \text{(IV-9)}$$

$$= \left[\alpha^2 - \frac{h'}{L}\alpha - 1\right]^{1/2}$$

Neglecting the negative sign of equation (IV-8) and substituting for $(\rho-\mu)$ in equation (IV-6), we have,

$$\rho + \mu - \sin^{-1}\left[\frac{\sec\tan^{-1}(\alpha+\beta)}{2\,|\alpha|}\right]$$

$$= \operatorname{Sin}^{-1}\frac{[1+(\alpha+\beta)^2]^{1/2}}{2\,|\alpha|} \qquad \text{(IV-10)}$$

From equation (IV-8) and (IV-10),

$$\mu = \tfrac{1}{2}\sin^{1-}\left[\frac{\sqrt{1-(\alpha-\beta)^2}}{2\,|\alpha|}\right] - \tfrac{1}{2}\tan^{-1}(\alpha+\beta) \qquad \text{(IV-11)}$$

and from equation (IV-2) and (IV-10),

$$\delta = 180^\circ - \sin^{-1}\frac{\sqrt{1+(\alpha+\beta)^2}}{2\,|\alpha|} \qquad \text{(IV-12)}$$

Hence,

$$[\omega_{no}]_R = \frac{K}{hL\,h'L\,[1+(\alpha+\beta)]^{1/2}} \qquad \text{(IV-13)}$$

and

$$[\xi_c]_R = \sqrt{1+(\alpha+\beta)^2\,/\,2\,|\alpha|} \qquad \text{(IV-14)}$$

Equations (IV-13) and (IV-14) give the natural frequency and damping ratio and thus define the root locations for a third order system in terms of the gain, the location of the poles and real distance of the least damped roots from the imaginary axis as determined from Bromberg and Tsypkin's rurves. This is for the case when the oscillatory roots are nearer to the imaginary axis.

REFERENCES

1. Walters: Some Hydraulic Servo Applications paper 8, Oil Hydraulic power Transmission and Control, I. Mech. E., 1961.
2. Blackburn. Reeth of and Shearer : Fluid Power Control, Technology press and Wiley, 1960.
3. Paddison and Good: A Method for the selection of Valves and power pistons in Hydraulic Serves. ASME Paper No. 55. 510.
4. Popov: Dynamics of Automatic Control. Systems, Addison-Wesley, 1964.

$$\hat{1} + \hat{2} + \hat{3} = (2\,k + 1)\ 180^\circ = 180^\circ$$

since $\hat{3} = 90^\circ$

thus, $\hat{1} + \hat{2} = 90^\circ$

but $\hat{1} + \hat{4} = 90^\circ$

therefore $\hat{4} = \hat{2}$ and $\hat{5} = \hat{1}$

and hence the triangles L_1 DS and S C L_2 are similar and

$$\frac{L_1\,D}{S\,D} = \frac{S\,D}{L_2\,C} \qquad \text{(III-1)}$$

since $L_1D = L_2C = \xi_{co}\ \omega_{nco}$

and, $S\,D = \omega_{nB} - \omega_{nco}\ \sqrt{1 - \xi_{oc}^2}$ (III-2)

Thus,

$$SC = \frac{\xi_{co}^2\ \omega_{nco}^2}{\omega_{ns} - \omega_{nco}\ \sqrt{1 - \xi_{co}^2}} \qquad \text{(III-3)}$$

but, $SC = \omega_{ns} + \omega_{nco}\ \sqrt{1 - \xi_{co}^2}$ (III-4)

Substituting for SC from eqn. (III-4) in (III-3) we have :

$$\xi_{co}^2\ \omega_{nco}^2 = \left\{ \omega_{nc} - \omega_{nco}\ \sqrt{1 - \xi_{co}} \right\} \left\{ \omega_{nco} + \sqrt{1 - \xi_{co}^2}\,.\ \omega_{nco} \right\}$$
$$= \omega_{ns}^2 - \omega_{nco}^2\ (1 - \xi_{co}^2)$$

Thus, $\omega_{ns} = \omega_{nco}$ (III-5)

Therefore, the stability limiting point on the root locus for Fig. (III-1) cccurs on the imaginary axis at a point distant ω_{nco} from the origin.

The gain at point S can be calculated as follows :

$$K = |\vec{SL_1}|\ .\ |\vec{SL_2}|\ .\ |\vec{SO}|\ .$$
$$= \omega_{nco}\ .\ [\ (\omega_{nco} - \omega_{nco}\ \sqrt{1 - \xi_{co}^2})^2 + \xi_{co}^2\ .\ \omega_{nco}^2]$$
$$[\ (\omega_{nco} + \omega_{nco}\ \sqrt{1 - \xi_{co}^2})^2 + \xi_{co}^2\ .\ \omega_{nco}^2]$$
$$= 2\ \xi_{co}\ \omega_{nco} \qquad \text{(III-6)}$$

This is equal to the product of the coefficients of the terms containing p and p^2 of the characteristic function of equation (47), i.e. represents the L.H.S. of Routh's stability condition which states that :

$$2\ \xi_{co}\ \omega^3_{nco} > K \qquad \text{(III-7)}$$

Appendix — IV —

Calculation of The Natural Frequency And Damping Ratio For A Third Order System

Referring to Fig. (10), the overall system gain at R is :

$$K = \frac{h}{\sin\delta}\ .\ \frac{h}{\sin\rho}\ .\ \frac{h}{\cos\mu}$$

Hence,

$$\sin\delta\ .\ \sin\rho\ .\ \cos\mu = \frac{h\,h'^2}{K} \qquad \text{(IV-1)}$$

application of angle condition yields :

$$\delta + \rho + \mu = 180^\circ$$

Or,

$$\delta = 180^\circ - \rho - \mu \qquad \text{(IV-2)}$$

Substituting in (IV-1),

$$\sin(\rho + \mu).\ \sin\rho\ .\ \sin\mu = \frac{h\,h'^2}{K} \qquad \text{(IV-3)}$$

Or,

$$\sin(\rho + \mu).\ [\sin(\rho + \mu) + \sin(\rho - \mu)\ ] = 2\,\frac{h\,h'^2}{K} \qquad \text{(IV-4)}$$

From Fig. (10), we note that :

$$L = l_1 + l_2 = \frac{h'}{\tan\rho} + h'\tan\mu$$

hence,

$$\frac{L}{h'} = \frac{\sin\mu\sin\rho + \cos\mu\cos\rho}{\cos\mu\ \sin\rho} = \frac{\cos(\rho - \mu)}{\sin\rho\ \cos\mu} \qquad \text{(IV-5)}$$

From equations (IV-3) and (IV-5), we have :

$$\frac{L\,h\,h'}{K}\ .\ \frac{1}{\cos(\rho - \mu)} = \sin(\rho + \mu) \qquad \text{(IV-6)}$$

Appendix — II —

Derivation of the Segmental Area for a Circular port

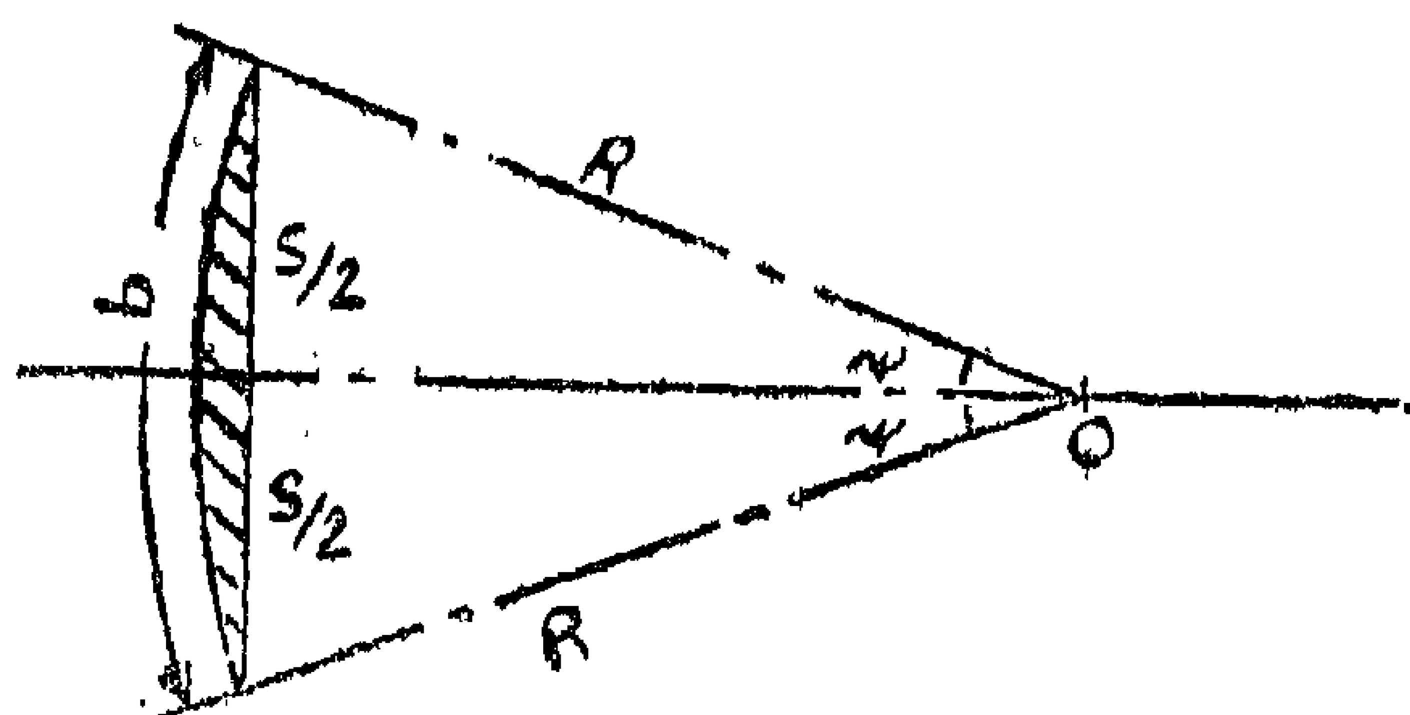


Fig. (II-1)

The hatched segment, fig. (II-1), corresponds to the area exposed from a circular port due to an instantaneous port opening Z. The area of the segment is :

$$A_o = \frac{R\,(b - s) + s\,z}{2}$$

$$= R^2\,\psi - R\,(R - Z)\sin\psi \qquad \text{(II-1)}$$

Since,

$$\cos\psi = \frac{R - Z}{Z} \text{ and}$$

$$\sin\psi = \{\,1 - \frac{(R - Z)^2}{Z}\,\}^{1/2} \qquad \text{(II-2)}$$

Thus,

$$A_o = R^2 \cos^{-1}\frac{R - Z}{R} - R\,(R - Z)\,;\; \sqrt{1 - \frac{(R - Z)^2}{R^2}} \qquad \text{(II-3)}$$

Expanding $\cos^{1-}\,[\frac{R - Z}{R}]$ as :

$$\frac{\pi}{2} - [\frac{R - Z}{R} + \frac{1}{6}\,(\frac{R - Z}{R})^3 + \ldots]$$

and

$[\,1 - (\frac{R - Z}{R})^2\,]^{1/2}$ approximately as :

$$1 - \frac{1}{2}\,\frac{(R - Z)^2}{R^2}$$

Hence,

$$A_o \simeq R^2\,\frac{-0.29 + 6\frac{Z}{D} + 12\,(\frac{Z}{D})^2 - 8\,(\frac{Z}{D})^3}{2} \qquad \text{(II-4)}$$

Equation (II-4) expresses the exposed circular segment as a function of the displacement Z. Fig. (II-2), shows the area plotted against valve opening for the exact expression, eqn. (II-1), and according to the approximate expression, eqn. (II-4).

It is noticed that the percentage error is very large for Z/D = 0.05 but drops to 13.84% for Z/D = % 0.1 and 5.1% for Z/D = 0.15. For openings between Z/D = 0.2 and 0.9, the percentage error decreases from 1.39% to values well below 1% for all other values. At the full opening the error is 3.06%.

Bearing in mind that the simple orifice flow equation is itself not valid for small port openings, we may be justified in concluding that the approximate expression (II-4) may be used especially for spool peositions Z/D between 0.15 and 1 when the errors are mostly below 1%.

Appendix — III —

To prove That The Stability Limit of A Third Order

Root Locus Plot, Occurs At The point (O, $\pm$ j ω_{nco})

For the root locus sketched in Fig. (10), the modulus of the vector $\overrightarrow{O\,L_1}$ is ω_{nco} and the modulus of the vector $\overrightarrow{OR}$ gives ω_{nR} when a root exsists at the point R. Let us now consider the root located at S (i.e. the stability limit of the system). The vector $\overrightarrow{OS}$ has a modulus equal to ω_{ns} and a damping ratio ξ_c. Application of the angle condition to the point B gives :

Eqns. (78) and (79) are plotted in Fig. (14) against spool position (Z/D). The figure shows that the "overall gain" of the system having a rectangular port is higher at all spool positions.

The right side of eqn. (78) is the sum of the ordinates of Fig. (6) and $1/\pi_1$ times the ordinates of Fig. (5) for the circular port. While, the right side of eqn. (79) is the sum of the ordinates of Fig. (6) and $0{,}785/\pi_1$ times the ordinates of Fig. (5) for the circular port.

In general, it seems that contrary to the case where leakage and compressibility effects are negligible the rectangular port now gives higher system gain, natural frequency and damping provided that $d' \geqslant (1\text{-a})$ i.e.

$$\pi_3 \left[\frac{1}{2} + \pi_4 (1 - \pi_2 K_2') \right] \geqslant \left(\xi_1 - \frac{1}{2\xi_1} \right) \quad (80)$$

A condition that is always fulfilled for $\xi_1 \leqslant 0.707$.

Appendix — I —

Flow Equation for a Variable Width Port.

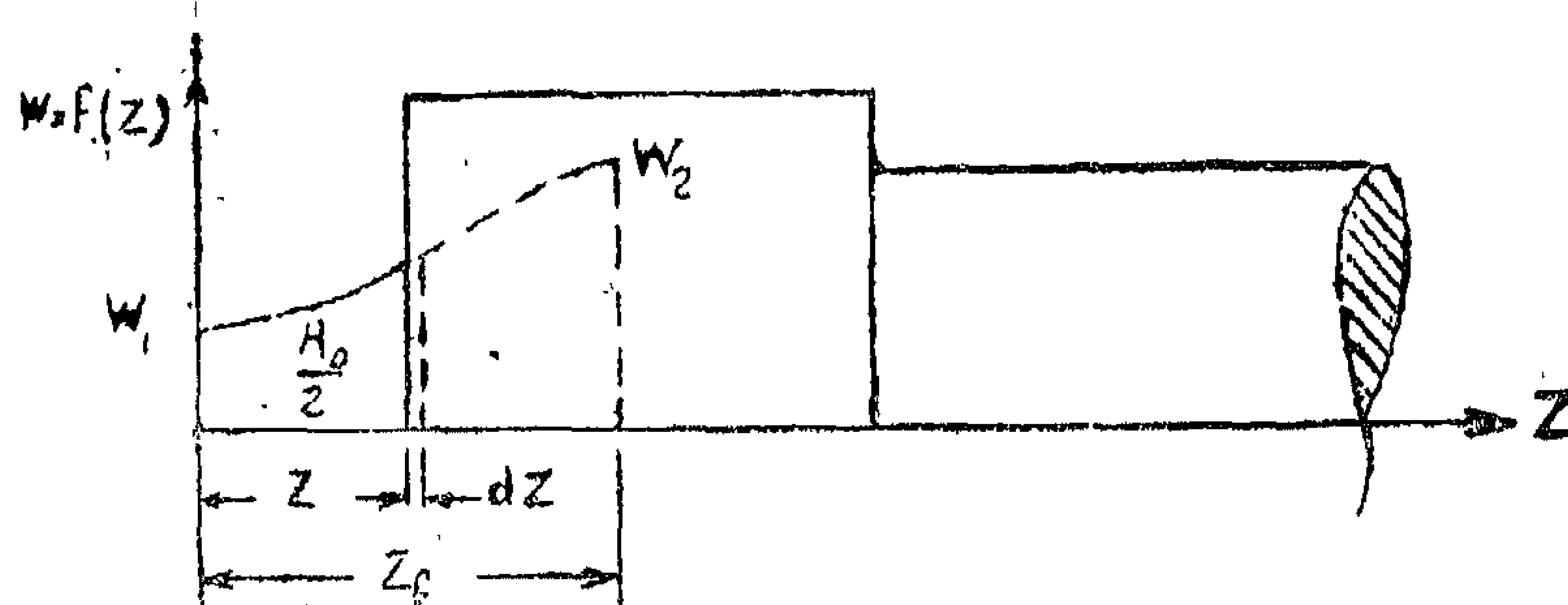


Fig. (I-1)

which can be non-dimensionalised by referring it to the flow equation of the fully opened valve with $P_m = 0$. The reference flow Q_r' is :

$$Q_r' = \frac{2\, C_d}{\sqrt{\rho}} \left(\int_0^Z f(z)\, dz \right) P_s^{1/2}$$

$$= \frac{C_d}{\sqrt{\rho}}\, n\, Z_f^2\, P_s^{1/2} \quad (I\text{-}4)$$

Fig. (I-1) shows a general form of a part of Variable width $W = F(Z)$, is a continuous function of Z, symmetrical about the Z — axis. Let the initial value of W at $Z = 0$ be W_1 and the final value at $Z = Z_f$ be W_2.

For the spool position Z the element of port area $d\,A_o$, exposed by a spool movement $d\,Z$ is :

$$d\,A_o = 2\, f(Z)\, d\,Z$$

i.e.

$$\frac{d\,A_o}{d\,Z} = 2\, f(z) \quad (I\text{-}1)$$

and

$$A_o = 2 \int_0^Z f(z)\, dz \quad (I\text{-}2)$$

Hence the flow equation is :

$$Q = \frac{C_d}{\sqrt{\rho}} \int_0^Z f(z)\, dz)\, (P_s - P_m)^{1/2} \quad (I\text{-}3)$$

The maximum port area is expressed as

$$2 \int_0^{Z_f} f(z)\, dz = n\, Z_f^2 \quad (I\text{-}5)$$

where, n is the ratio between the fully-opened port area and Z_f^2, and thus depends on the shape of the port. The dimensionless flow equation is :—

$$Q' = \frac{2 \int_0^Z f(z)\, dz}{n\, Z_f^2} \left(1 - \frac{P_m}{P_s} \right)^{1/2}$$

$$= \frac{1}{n} \frac{W_m}{Z_f} \left(1 - \frac{P_m}{P_s} \right)^{1/2} \quad (I\text{-}6)$$

where

$$W_m = \frac{2 \int_0^{Z_f} f(z)\, dz}{Z_f} = \frac{A_o}{Z_f} \quad (I\text{-}7)$$

The plot shows that the reference damping ratio of the circular port "ξ_{co}'" at any spool position is greater than that for the rectangular port "ξ_{co}" at the same spool position, for the range $a < 1$ and $d \leqslant 1 - a$. For $a \geqslant 1$ and $d' \geqslant 1 - a$, $\xi_{co} > \xi_{co}'$ and thus the system having the rectangular port is more damped at any spool position.

3. Eqn. (55) could be rewritten for the case of the rectangular port as :

$$\frac{(1 - P_m/P_s)^{1/2}}{\pi_2\ \pi_2\ \pi_4}\ \frac{K}{\omega_{n1}^3} - \bar{C}_1 = \left|\bar{K}_2\right|$$

$$\left(1 - \frac{P_m}{P_s}\right)^{1/2} + \frac{\bar{K}}{\pi_1\ (1 - P_m/P_s)^{1/2}} \tag{78}$$

and, for the circular port as :

$$\frac{(1 - P_m/P_s)^{1/2}}{\pi_2\ \pi_3\ \pi_4}\ \frac{K'}{\omega_{n1}^3} - \bar{C}_1' = \left|\bar{K}_2'\right|$$

$$\left(1 - \frac{P_m}{P_s}\right)^{1/2} + \frac{0.785\ \bar{K}'_1}{\pi_1\ (1 - P_m/P_s)^{1/2}} \tag{79}$$

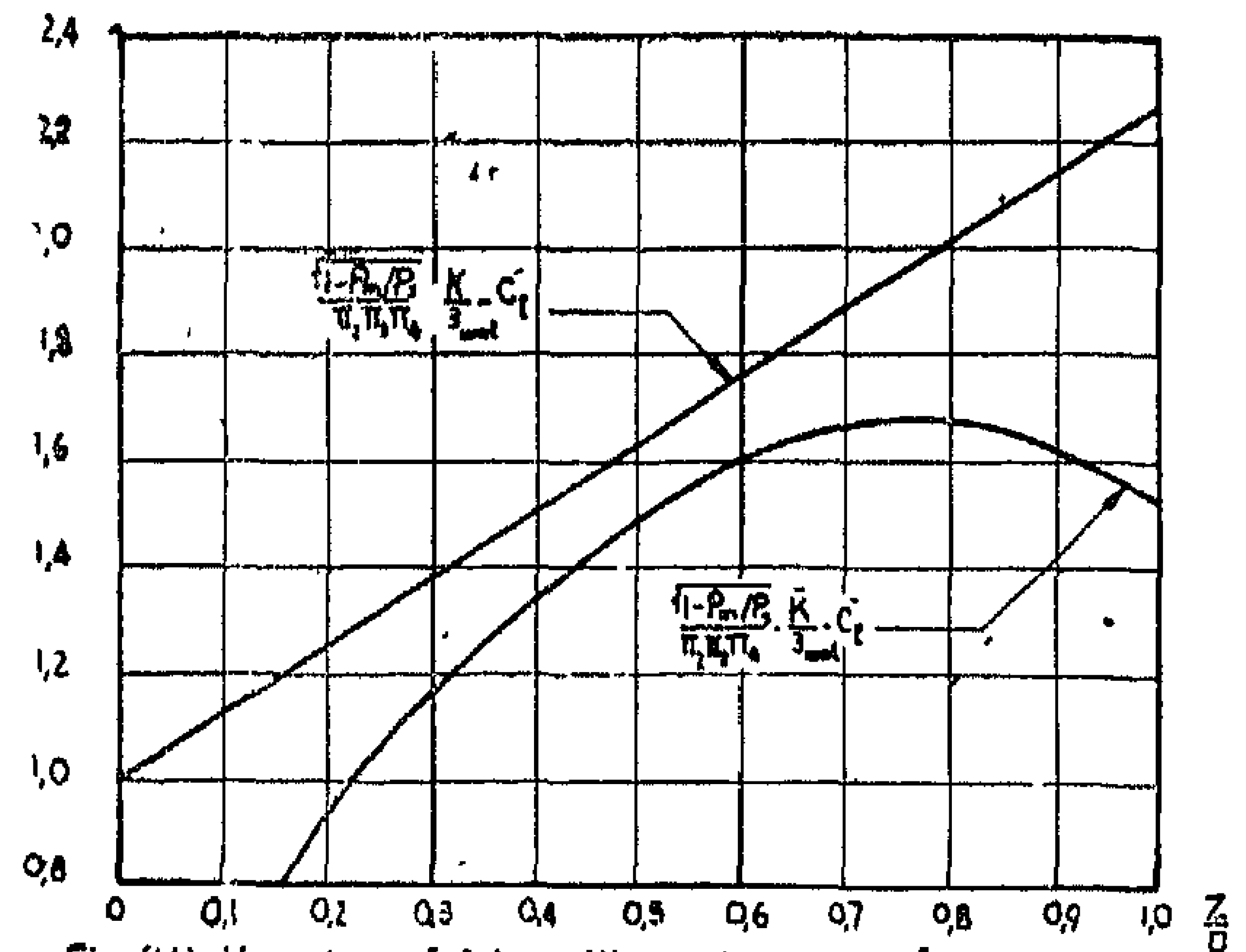


Fig. (14) Variation of Gain with port opening for Circular & Rectangular.

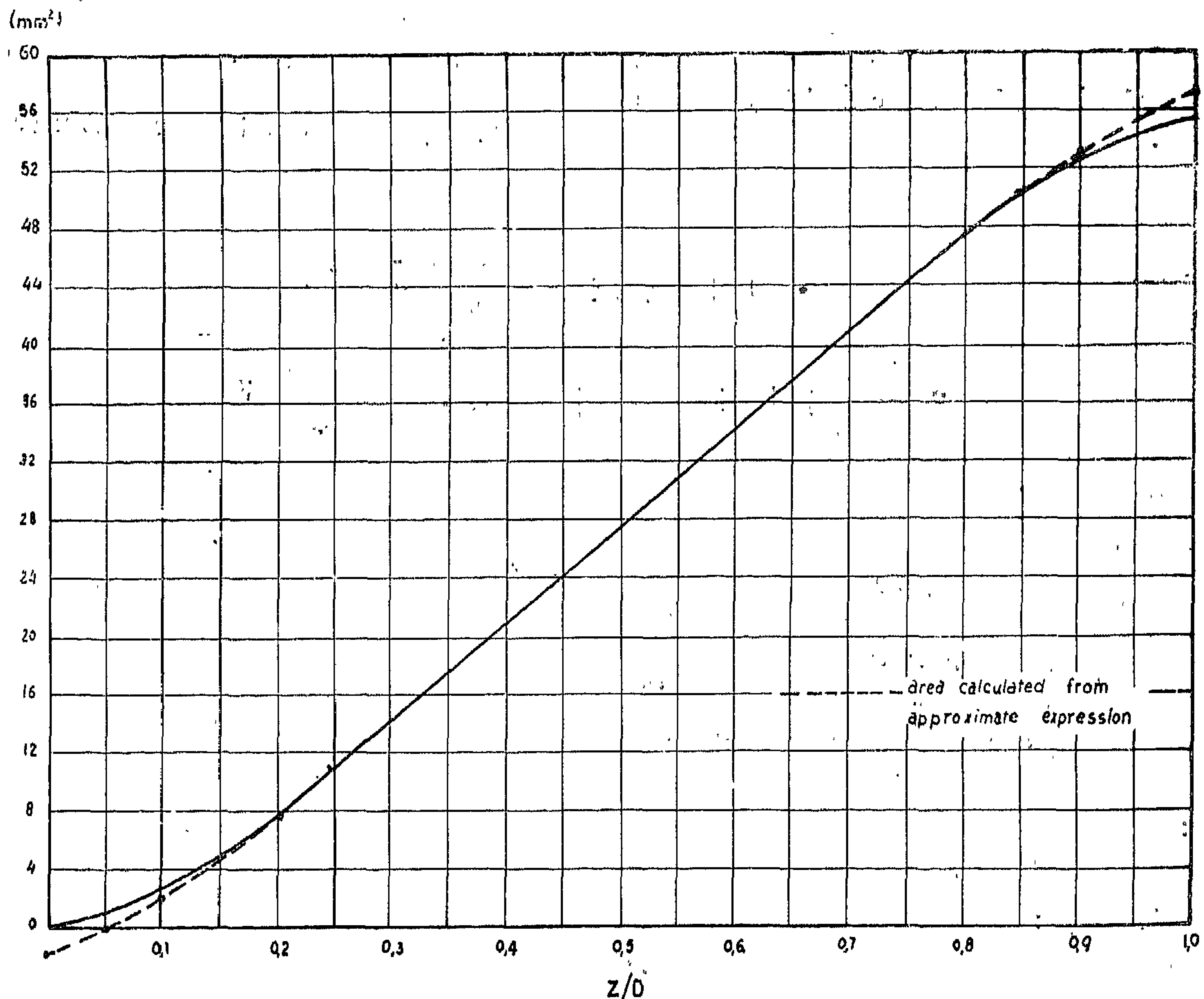


Fig. (15) Approximate and exact expression for variation of port area with port openening.

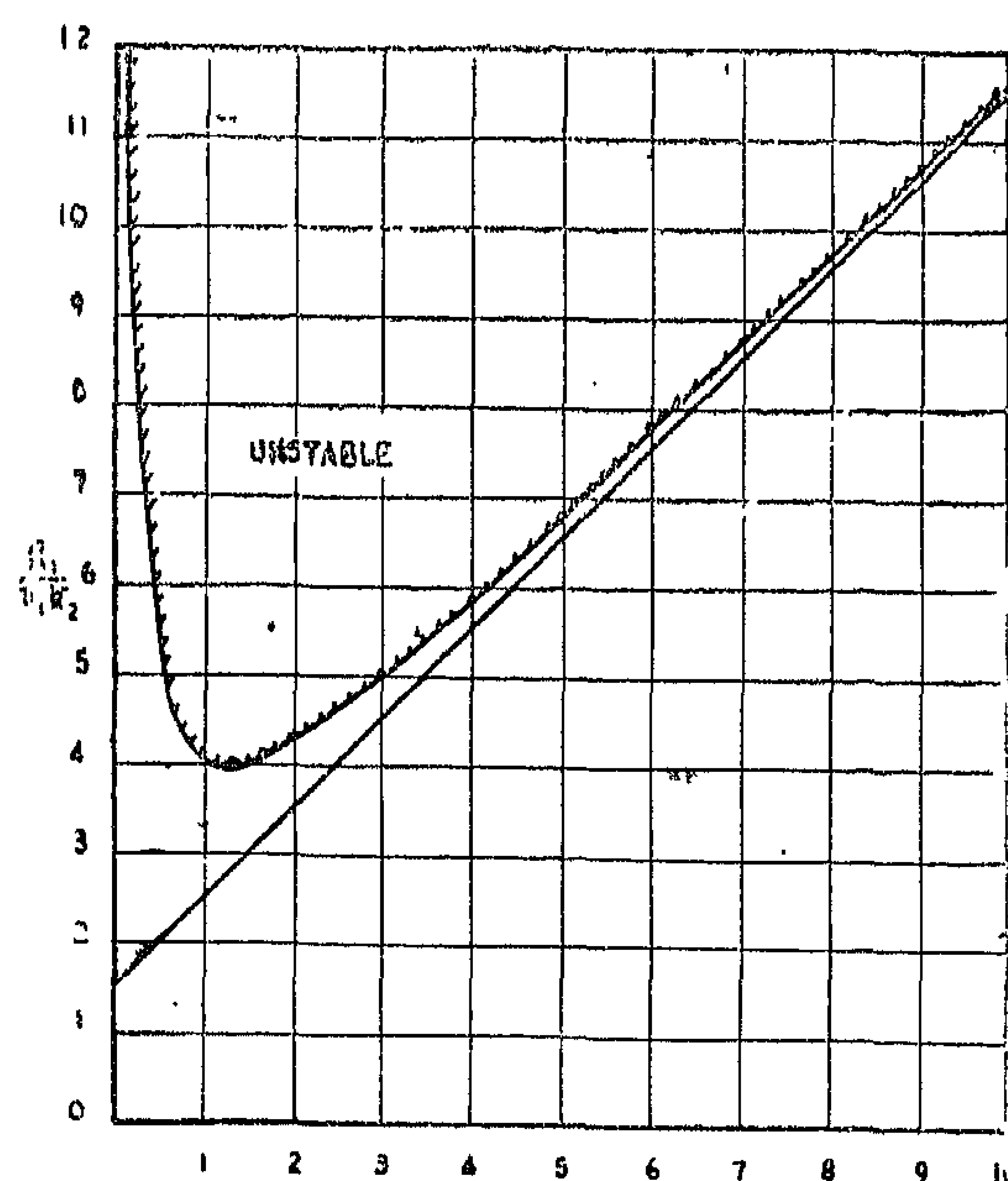


Fig. (12) Limiting Stability Curve.

The stable zone defined by this condition is shown on Fig. (12) for $\xi_1 = 0.5$ and $\pi_3 \pi_4 = 0.5$. The minimum point on such a curve specifies the margin for completely stable operation.

The preceding analysis of the characteristic equations applies, with appropriate dashed notation, to the case of the port of variable width.

Comparison Between Rectangular and Circular Ports.

Considering the rectangular and the circular ports of identical maximum area and spool travel we can state that :

1. Fig. (6) shows that the reluctance of the rectangular port is higher than that of the circular at all valve openings. Thus the reference natural frequency of the rectangular port, as evaluated from Eqn. (56), will be greater at all valve openings. Consequently the poles of the root locus will be further away from the orign and the natural frequency at the stability limit will be higher for the rectangular port.

2. Eqn. (58) could be rewritten as :

$$\xi_{co} = \frac{1 + \left(\pi_3/2\,\xi_1 - \dfrac{\pi_2\,\pi_3\,\pi_4}{\xi_1}\bar{K}_2\right)}{2\sqrt{\dfrac{1}{2\,\xi_1}\{(1/2\,\xi_1) + \pi_3\,\pi_4\} + \left(\pi_3/2\,\xi_1 - \dfrac{\pi_2\,\pi_3\,\pi_4}{\xi_1}\bar{K}_2\right)}} \qquad (74)$$

Substituting,

$$a = \frac{1}{2\,\xi_1}\left(\frac{1}{2\,\xi_1} + \pi_3\,\pi_4\right) \qquad (75)$$

$$d = a + \frac{\pi_3}{2\,\xi_1} - \frac{\pi_2\,\pi_3\,\pi_4}{\xi_1}\bar{K}_2 \qquad (76)$$

and noting that "a" is a constant while "d" is a linear function of K_2 hence, ξ_{co} occurs when :

$$d = 1 - a$$

and is given by :

$$(\xi_{co})_{min} = \sqrt{1 - a} \qquad (77)$$

The variation in "ξ_{co}" with "d" is plotted in Fig. (13) for constant values of "d". The significant region of the plot ($\xi_{co} \leqslant 1$ and $a \neq 0$) is marked on the Figure.

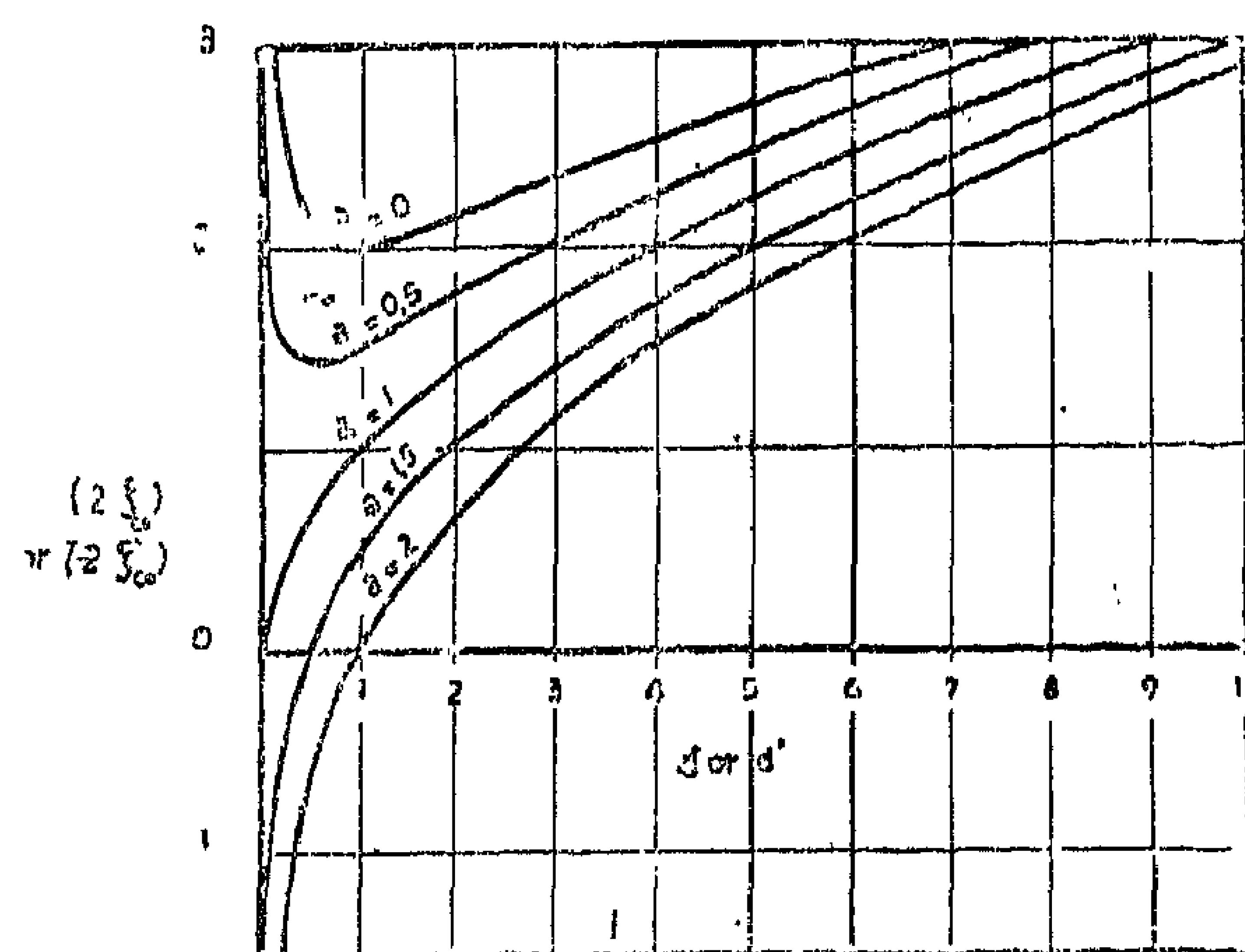


Fig. (13) Comparison of ξ_{co} and ξ'_{co} with d and d'.

$$h_o = \frac{h}{\sqrt[3]{K}} \tag{67}$$

The intersection of the arc, centre at the origin, of radius ω_{no} with the vertical line distant "h" to the left of the imaginary axis locates the root. As shown in appendix (IV),

$$\omega_{nc} = \frac{K}{L\,h'\,\sqrt{1 + (\alpha + \beta)^2}} \tag{68}$$

where,

$$\alpha = -\frac{K}{2\,hh'L}\,,\ \beta = \left(\alpha^2 - \frac{h'}{L}\,\alpha - 1\right)^{1/2}$$

and,

$$\xi_o = \frac{\sqrt{1 + (\alpha + \beta)^2}}{2\,|\alpha|} \tag{70}$$

The procedure for plotting the root locus of the system for any given values of "$\bar{K}_1$" and "$\bar{K}_2$" corresponding to a particular spool position — $\frac{z}{D}$ would be as follows :

1. K_1 and K_2 define through eqn. (55), the system gain "K" and the reference natural frequency (ω_{nco}) and damping ratio ξ_{co} through Eqns. (56) and (58). This locates in turn through Eqn. (60), the poles of the locus as well as the intersection with the imaginary axis at the stability limits.

2. "ω_{nco}", "ξ_{co}" and "K" give "A_1" and "B_1" and the degree of stability "h_o". The location of the point (A_1 , B_1) on the Tsypkin and Bromberg plot, Fig. (11), reveals the nature of the least damped roots.

3. For the case of oscillatory damped roots, the distance h is obtained by substituting the values of K and h_o obtained in step (1) in Eqn. (68). The arc of radius ω_{no} eqn. (68) locates the root.

The same procedure applies for the case of the port of variable width for which the transfor function is :

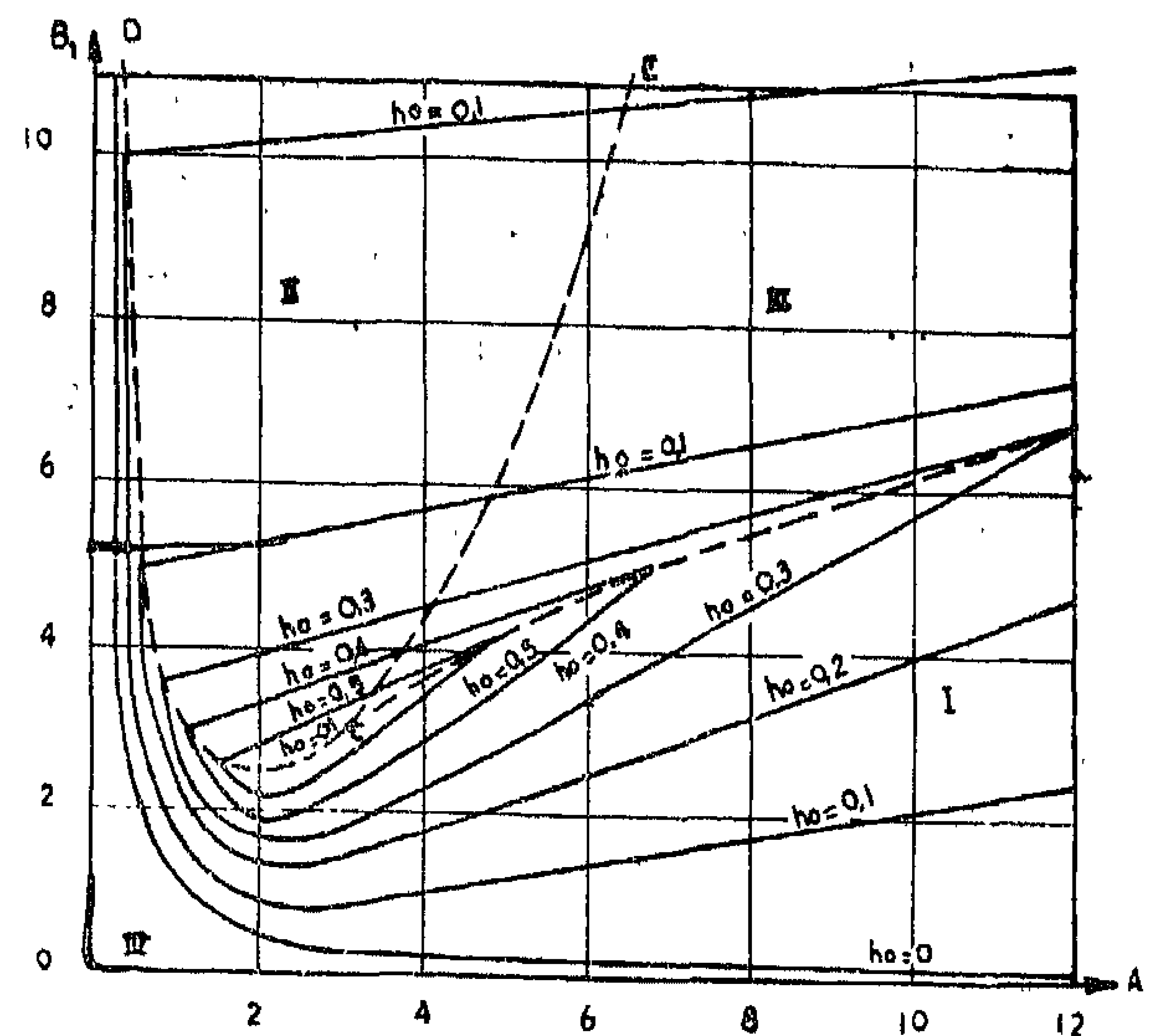


Fig. (11) Normalized Degree of Stability Diagram. [ref. (17) page 327]

$$\frac{y}{x} = \frac{A_r K'/m\,k_3}{p^3 + \dfrac{b\,k_3 + m\,k_2'}{m\,k_3}\,p^2 + \dfrac{k\,k_3 + b\,k_2' + A_r^2}{m\,k_3}\,p + \dfrac{k\,k_2' + A_r\,K_1'}{m\,k_3}} \tag{71}$$

The Limit of Stability.

The first stability criterion of Routh is satisfied, since all coefficients of the characteristic equation (47) are positive. The second condition yields.

$$2\,\xi_{co}\,\omega_{nco}^3 > K \tag{72}$$

Through eqns. (56) to (59) this can be rewritten as :

$$\frac{\bar{K}_1}{2\,\xi_1\,\pi_1\,\bar{k}_2} < 2\,\xi_1\,\frac{b_{ho}}{b} + 2\,\xi_1 + \pi_3\,\pi_4 + \frac{1 + 2\,\xi_1\,\pi_3\,\pi_4}{2\,\xi_1\,b_{hco}/b} \tag{73}$$

The non-dimensional forms for the three quantites are :

$$\frac{K}{2\ \xi_l\ \omega^3_{nl}} = \frac{b_{hco}}{b}\left(1 + \frac{\bar{K}_1}{\pi_1\ k_2}\right) = \left(\frac{\pi_3}{2\ \xi_l} - \frac{\pi_2\ \pi_3\ \pi_4}{\xi_l}\ \bar{K}_2\right)\left(-\frac{\bar{K}_1}{\pi_1\ k_2}\right) \qquad (54)$$

$$\frac{\omega_{nco}}{\omega_{nl}} = \sqrt{1 + k_{hco}/k} = \sqrt{1 + 2\ \xi_l\ \pi_3\ (1 + \pi_4) - 4\ \xi_l\ \pi_2\ \pi_3\ \pi_4\ \bar{K}_2} \qquad (55)$$

$$\frac{k_{hco}}{k} = 2\ \xi_l\ \pi_3\ (1 + \pi_4) - 4\ \xi_l\ \pi_2\ \pi_3\ \pi_4\ .\ \bar{K}_2 \qquad (56)$$

$$\frac{\xi_{co}}{\xi_l} = \frac{1 + b_{hco}/b}{[1 + k_{hco}/k]^{1/2}} \qquad (57)$$

Or,

$$\frac{\xi_{co}}{\xi_l} = \frac{1 + (\pi_3/2\ \xi_l) - (\pi_2\ \pi_3\ \pi_4/\xi_l)\ \bar{K}_2}{\sqrt{1 + 2\ \xi_l\ \pi_3\ (1 + \pi_4) - 4\ \xi_l\ \pi_2\ \pi_3\ \pi_4\ .\ \bar{K}_2}} \qquad (57)$$

and

$$\frac{b_{hco}}{b} = \pi_3/2\ \xi_l - (\pi_2\ \pi_3\ \pi_4/\xi_l)\ \bar{K}_2 \qquad (58)$$

We proceed to construct the root locus, noting the existence of three poles at.

$$L_1 = (0,0) \text{ and } L_{2,3} = -\xi_{co}\ \omega_{nco} \pm j\ \omega_{nco}\ \sqrt{1 - \xi_{co}^2} \qquad (59)$$

Thus, the valve reluctance "K_2" locates the poles, while the variation of the flow gain "K_1" changes the gain "K" along the locus. It is shown in Appendix (III) that the locus intersects the imaginary axis at (O, j ω_{nco}).

The *"degree of stability"* (§) of the system can be determined from the normalised characteristic equation :

$$u^3 + A_1\ u^2 + B_1\ u + 1 = 0 \qquad (60)$$

in which, $u = \sqrt[3]{\frac{1}{K}}\ P$

$$A_1 = \frac{2\ \xi_{co}\ \omega_{nco}}{\sqrt[3]{K}} \qquad (62)$$

and,

$$B_1 = \frac{\omega^2_{nco}}{\sqrt[3]{K}} \qquad (63)$$

The stability limit is the rectangular hyperhola:

$$A_1\ ,\ B_1 = 1 \qquad (64)$$

for which

$$B_1 = \frac{1}{A_1 - 2\ h_o} + 2\ h_o\ (A_1 - 2\ h_o) \qquad (65)$$

Or,

$$\frac{\omega^2_{nco}}{\sqrt[3]{K}} = \frac{1}{\left(\frac{2\ \omega_{nco}\ \xi_{co}}{K^{2/3}} - 2\ h_o\right)} + 2\ h_o\left(\frac{2\ \omega_{nco}\ \xi_{co}}{K^{2/3}} - h_o\right) \qquad (66)$$

The degree of stability "h_o" is related to the distance of the least damped root from the imaginary axis "h" by :

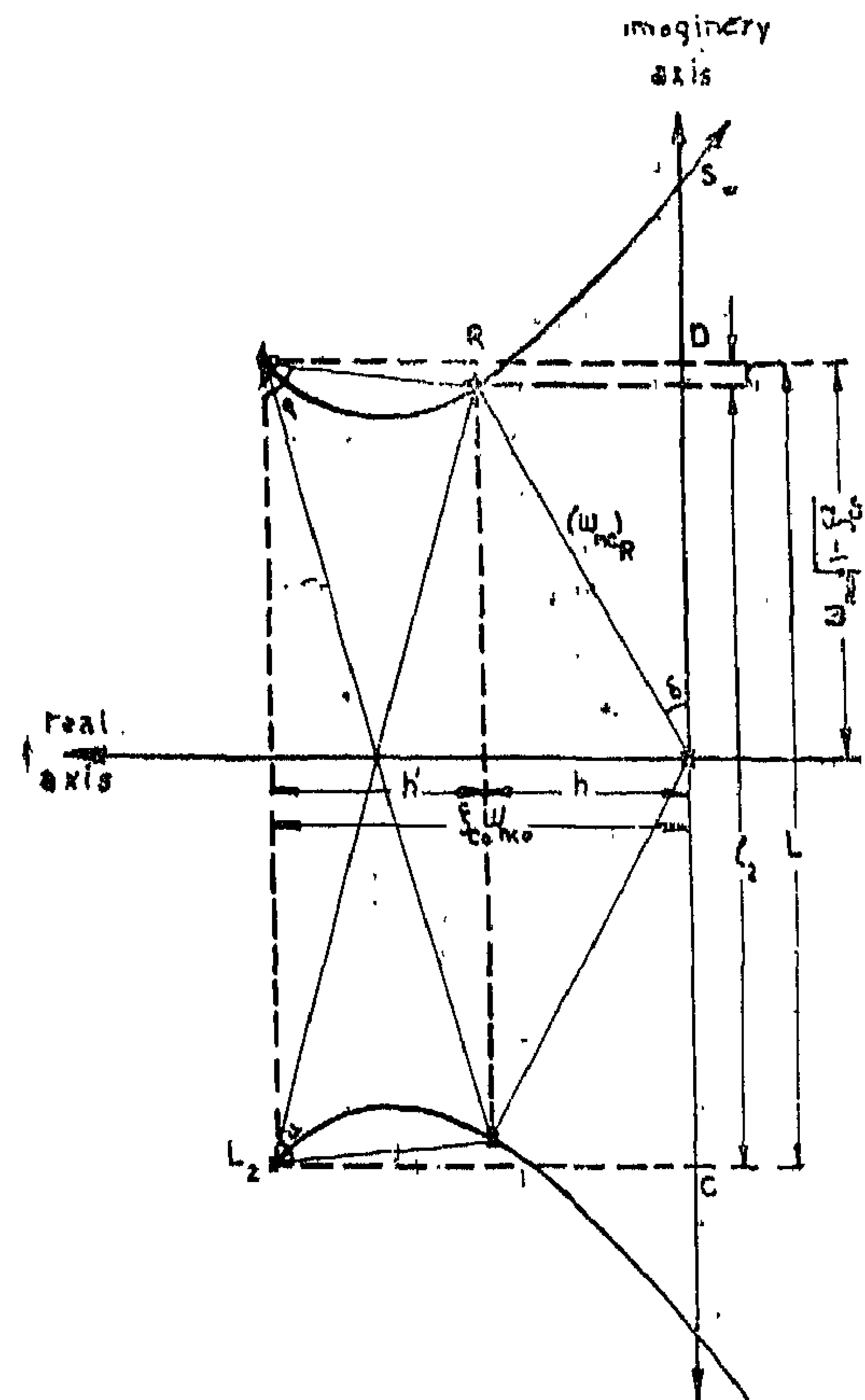


Fig. (10) Construction of Root Locus For a Third Order System

(§). Ref. (4), P. 327.

Table 3.- Comparison between circular and Rectangular ports.

	Rectangular port	Circular port
Flow Equation	$Q = 1,275 \frac{Z}{D}\sqrt{1-\frac{P_m}{P_s}}$ (w = 0,7850) (31)	$Q' = \frac{-0,29+6(\frac{Z}{D})+12(\frac{Z}{D})^2-8(\frac{Z}{D})^3}{3\pi}\sqrt{1-\frac{P_m}{P_s}}$ (32)
Valve Flow Gain	$\bar{K}_1 = \sqrt{1-P_m/P_s} = 0,578$ (at maxpower) (33)	$\bar{K}'_1 = \frac{2}{\pi}\left[1+4(\frac{Z}{D})-4(\frac{Z}{D})^2\right]\sqrt{1-P_m/P_s}$ $= 0,368$ (at max. power) (34)
Valve Retuctance	$\bar{K}_2 = -\frac{2}{\pi}\cdot\frac{1-P_m/P_s}{Z/D} = -1,202$ (at max. power) (35)	$\bar{K}'_2 = -\left[-0,29+6(\frac{Z}{D})+12(\frac{Z}{D})^2-8(\frac{Z}{D})^3\right]/(1-\frac{P_m}{P_s})$ $= -0,9$ (at max. power) (36)
Valve Pressure Gain	$\bar{K}_3 = -\frac{\pi}{2}\cdot\frac{1-P_m/P_s}{Z/D} = -0,523$ (at max. power) (37)	$\bar{K}'_3 = -12\,\frac{1+4(Z/D)-4(Z/D)^2}{-0,29+6(Z/D)+12(Z/D)^2-8(Z/D)^3}(1-\frac{P_m}{P_s})$ $= -0,482$ (at max. power) (38)
Hydraulic stiffness / Load stiffness	$\frac{k_h}{k} = \frac{\pi}{2}\cdot\frac{1-P_m/P_s}{\pi_1(Z/D)} = 0,523/\pi_1$ (at max. power) (39)	$\frac{k'_h}{k} = \frac{3\pi}{\pi_1}\cdot\frac{1+4(\frac{Z}{D})-4(\frac{Z}{D})^2}{-0,29+6(Z/D)+12(Z/D)^2-(Z/D)}\sqrt{1-P_m/P_s}$ $= 0,378/\pi_1$ (at max. power) (40)
Hydraulic damping / Load Damping	$\frac{b_h}{b} = \frac{\pi}{4}\cdot\sqrt{1-P_m/P_s}\,/\,\pi_2(Z/D) = 0,259/\pi_2$ (at max. Power) (41)	$\frac{b'_h}{b} = \frac{3\pi}{\pi_2}\cdot\frac{1+4(Z/D)-4(Z/D)^2}{-0,29+6(Z/D)+12(Z/D)^2-(Z/D)^3}\sqrt{1-P_m/P_s}$ $= 0,561/\pi_2$ (at max. power) (42)
Overall System Natural Freq / Load Natural Freq.	$\frac{\omega_n}{\omega_{nl}} = \sqrt{1+\pi(1-P_m/P_s)2\pi_1(Z/D)}$ $= \sqrt{1+\frac{0,523}{\pi_1}}/\pi_1$ (at max. power) (43)	$\frac{\omega'_n}{\omega_{nl}} = \left[1+\frac{3\pi}{\pi_1}\cdot\frac{1+4(Z/D)-4(Z/D)^2}{-0,29+6(Z/D)+12(Z/D)-8(Z/D)^3}\right]^{\frac{1}{2}}(1-\frac{P_m}{P_s})^{\frac{1}{2}}$ $= \sqrt{1+0,378/\pi_1}$ (at max. power) (44)
Overall system Damping Ratio / Load Damping Ratio	$\xi/\xi_l = 1+\pi\sqrt{1-P_m/P_s}/4\pi_2(Z/D)]/\sqrt{1+\pi(1-P_m/P_s)/2\pi_1(Z/D)}$ $= \left[1+\frac{0,543}{\pi_2}\right]/\sqrt{1+0,523/\pi_1}$ (at max. power) (45)	$\xi'/\xi_l = (1+b/b'_h)/\sqrt{1+k/k_h}$ $= (1+0,56/\pi_2)/\sqrt{1+0,324/\pi_1}$ (at max. power) (46)

and leakage occurs across the ram. The transfer function for the system becomes :

$$\frac{y}{x} = \frac{WA_rK_1/mk_3}{\left[p^3 + \frac{m\,k_2 + b\,k_3}{m\,k_3}p^2 + \frac{b\,k_2 + k\,k_3 + A_r^2}{m\,k_3}p + \frac{k\,k_2 + WA_r K_1}{m\,k_3}\right]} \quad (47)$$

The characteristic equation can be put in servo-form $(1 + K\frac{N_{(p)}}{D_{(p)}})$ as :

$$1 + \frac{K}{p\,[p^2 + 2\,\xi_{co}\,\omega_{nco}\,p + \omega_{nco}]} = 0 \quad (48)$$

where

$$K = \text{Overall "gain"} = \frac{k\,k_2 + W A_r K_1}{m\,k_3} \quad (49)$$

ω_{nco} = reference natural frequency

$$= \sqrt{(k + k_{hco})/m} \quad (50)$$

where

$$k_{hco} = \frac{b\,k_2 + A_r^2}{k_3} \quad (51)$$

and

ξ_{co} = reference damping ratio

$$= \frac{b + (m\,k_2/k_3)}{2\,[m\,\{k + \frac{bk_2 + A_r^2}{k_3}\}]^{1/2}}$$

$$= \frac{b + b_{hco}}{2\,[m\,(k + k_{hco})]^{1/2}} \quad (52)$$

where

$$b_{hco} = \frac{m\,k_2}{k_3} \quad (53)$$

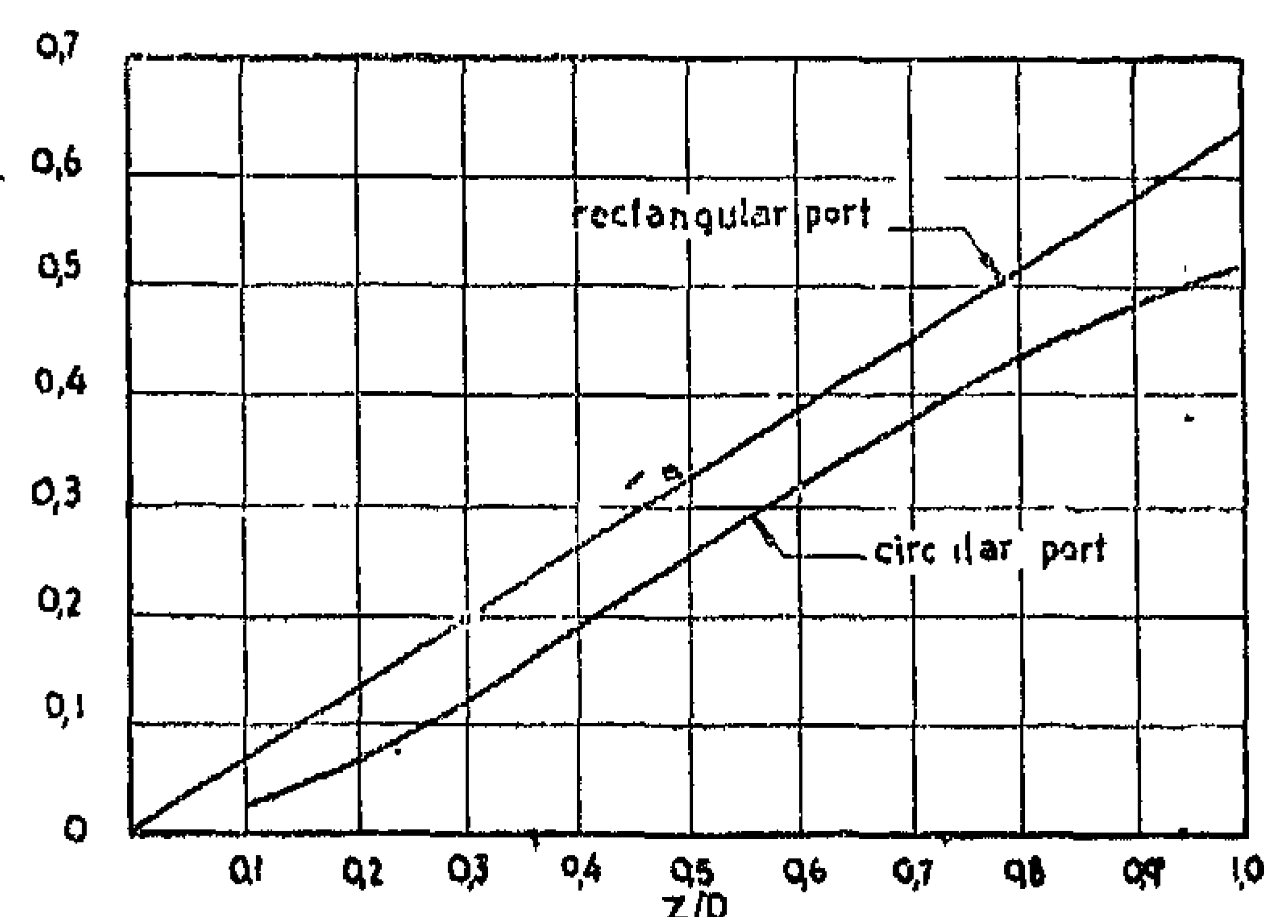


Fig. (6) Comparison of Valve Reluctances.

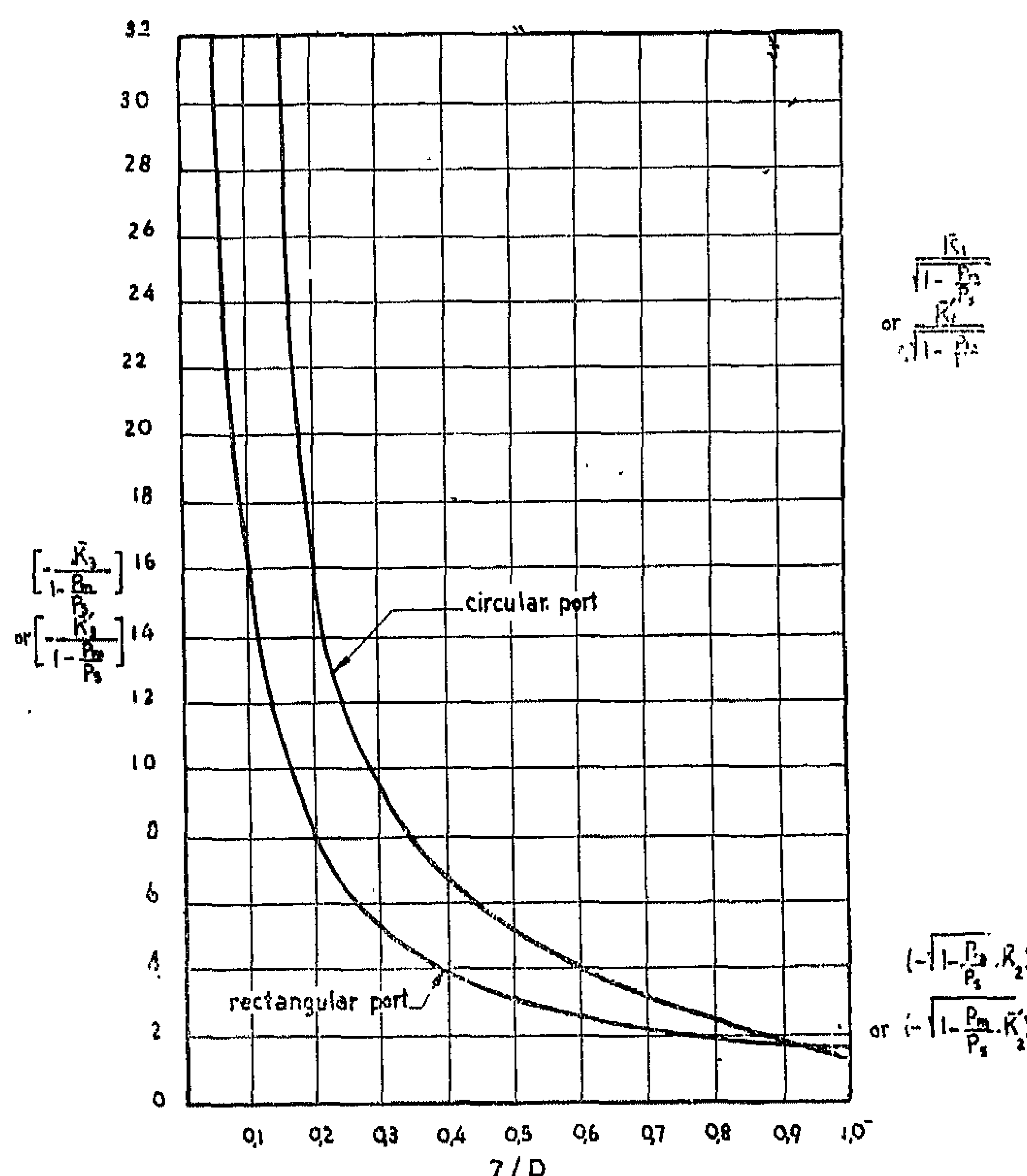


Fig (7) Comparison of Valve Pressure Gains.

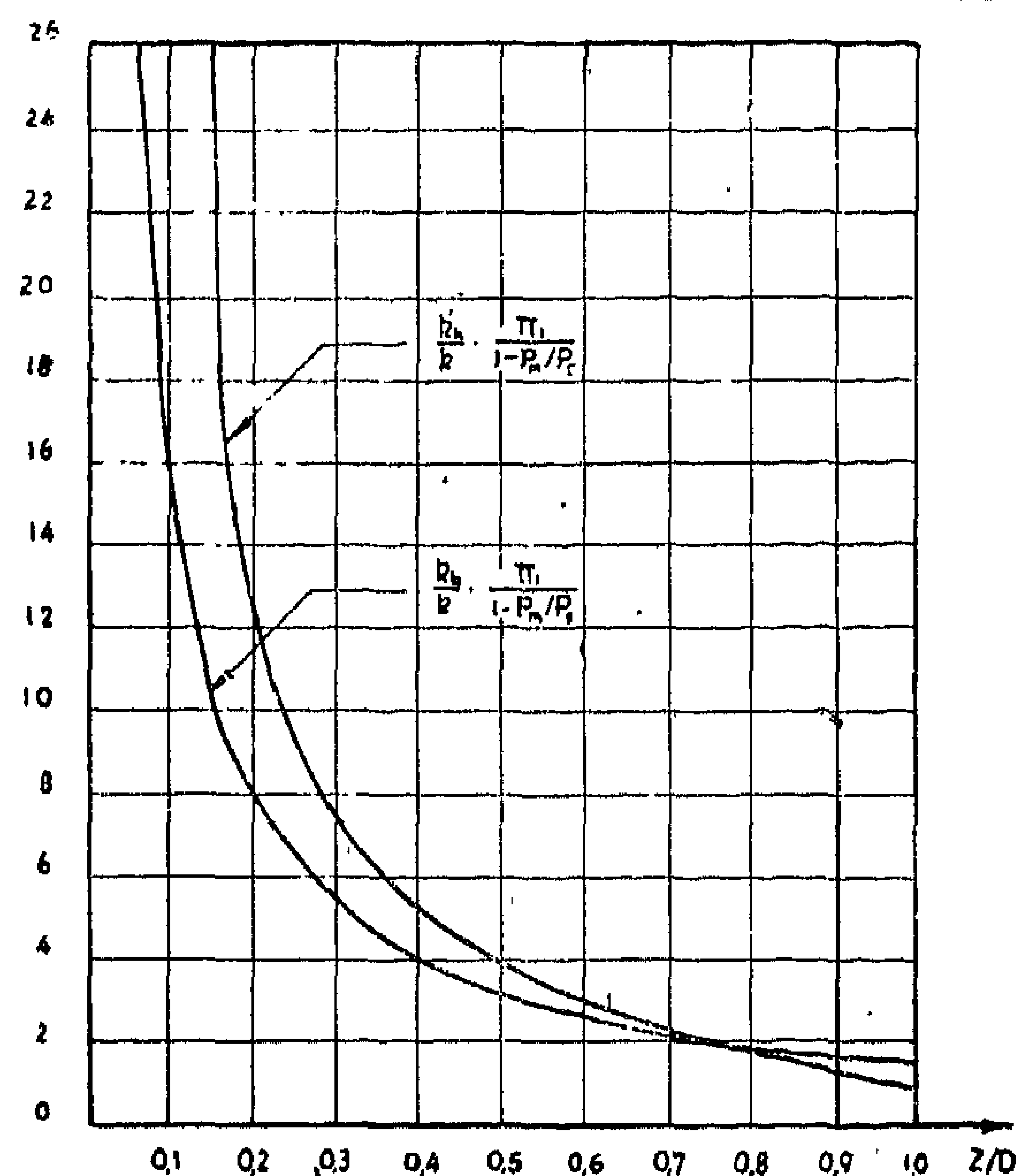
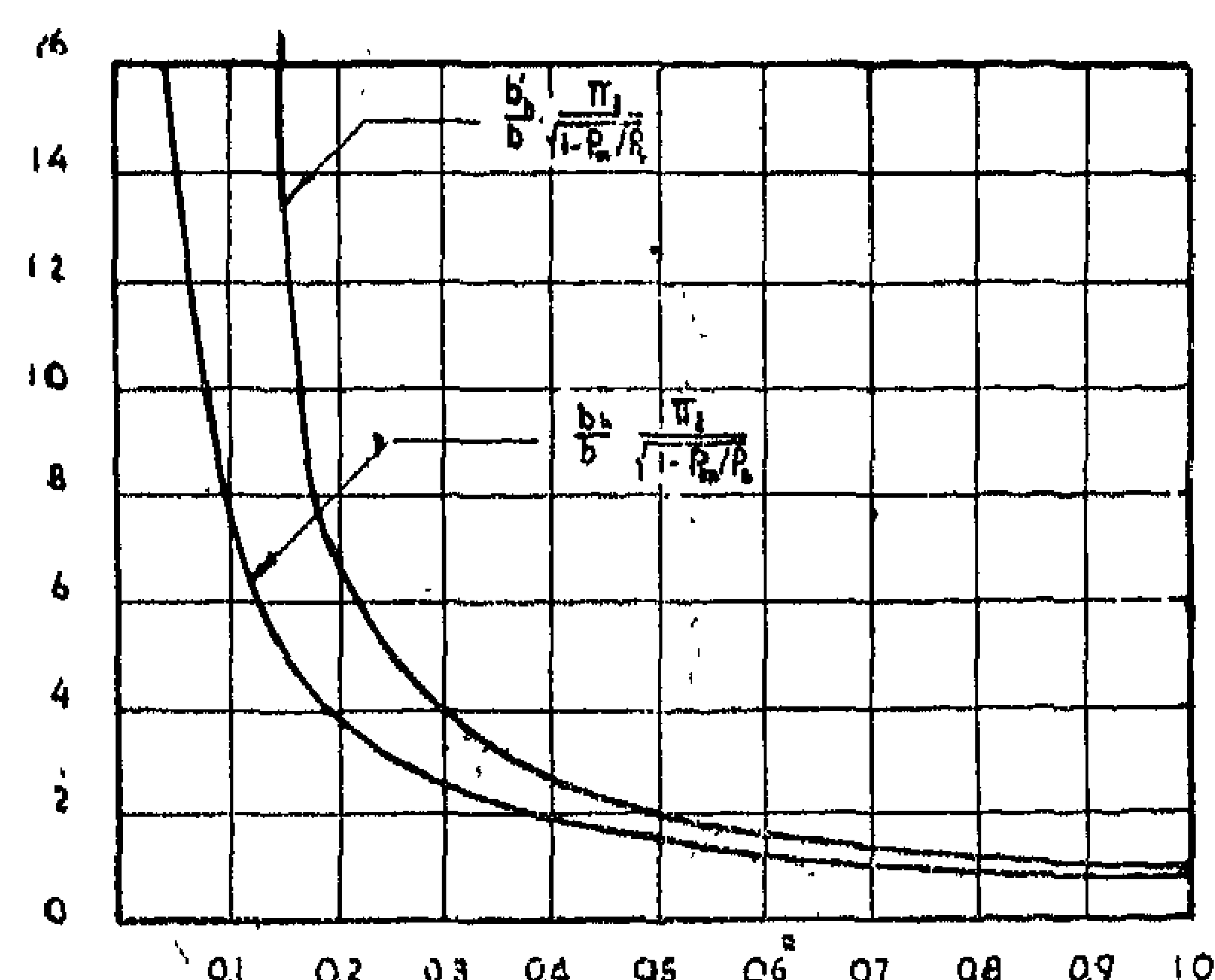


Fig. (8) Variation of hydraulic stiffness with port Opening of a rectangular and circular port.


Fig. (9) Variation of hydraulic damping with port opening for rectangular and circular port.

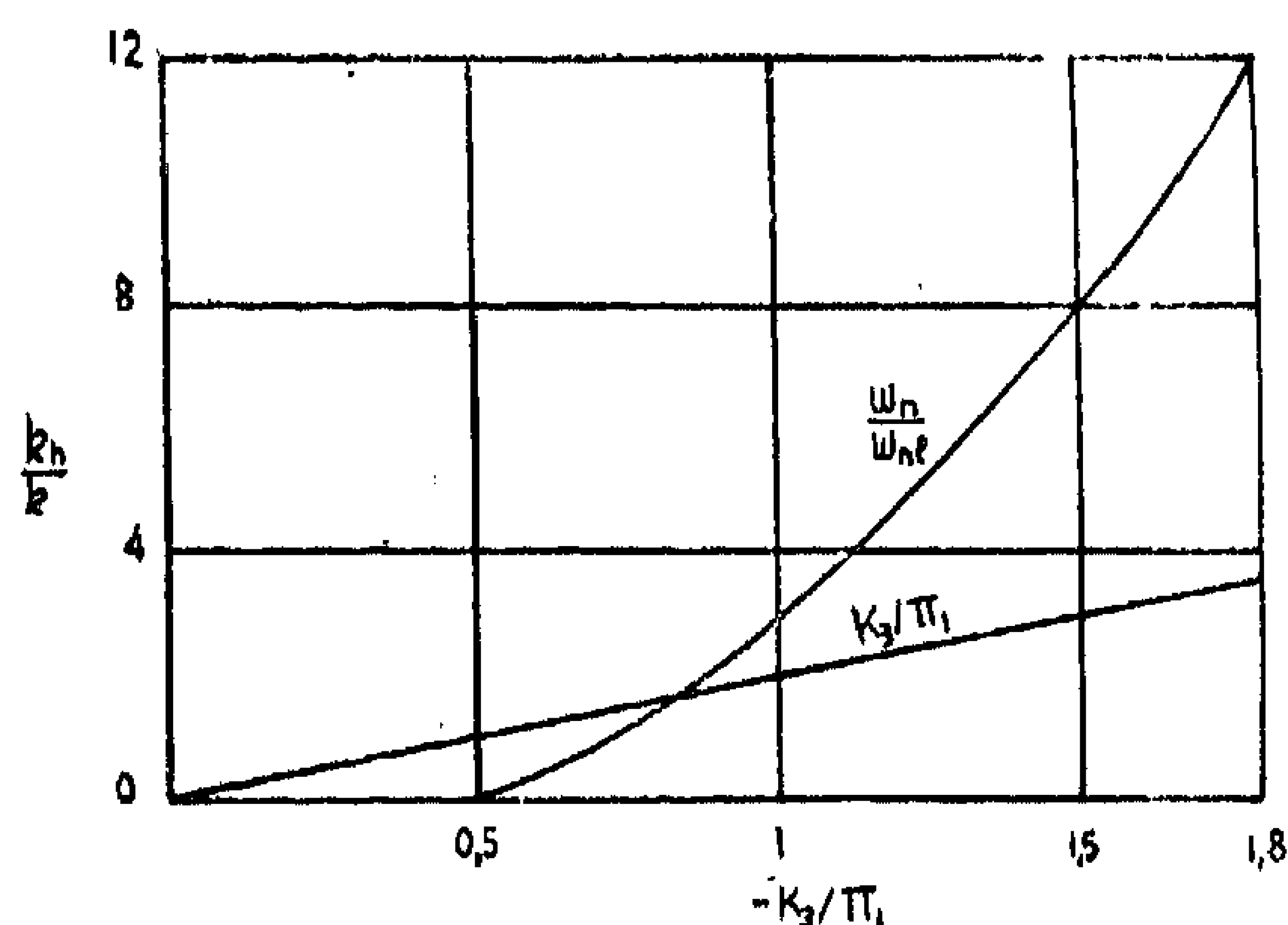
2. The hydraulic stiffness of the circular port is higher for all port openings under 79% of the maximum opening and drops below that of the rectangular port beyond this opening.
3. The natural frequency of the system follows the trend of hydraulic stiffness.
4. At 79% port opening the damping ratio of the circular port is higher than that of the rectangular port. Since the derivative of the numerator of equ. (28) is greater than that of the numerator of equ. (21), while the derivative of the denominator of the first equation is less than that of the second. We deduce that the damping ratio of the circular port is higher than that of the rectangular port at all openings.

b — *Leakage and Compressibility Effects Considered.*

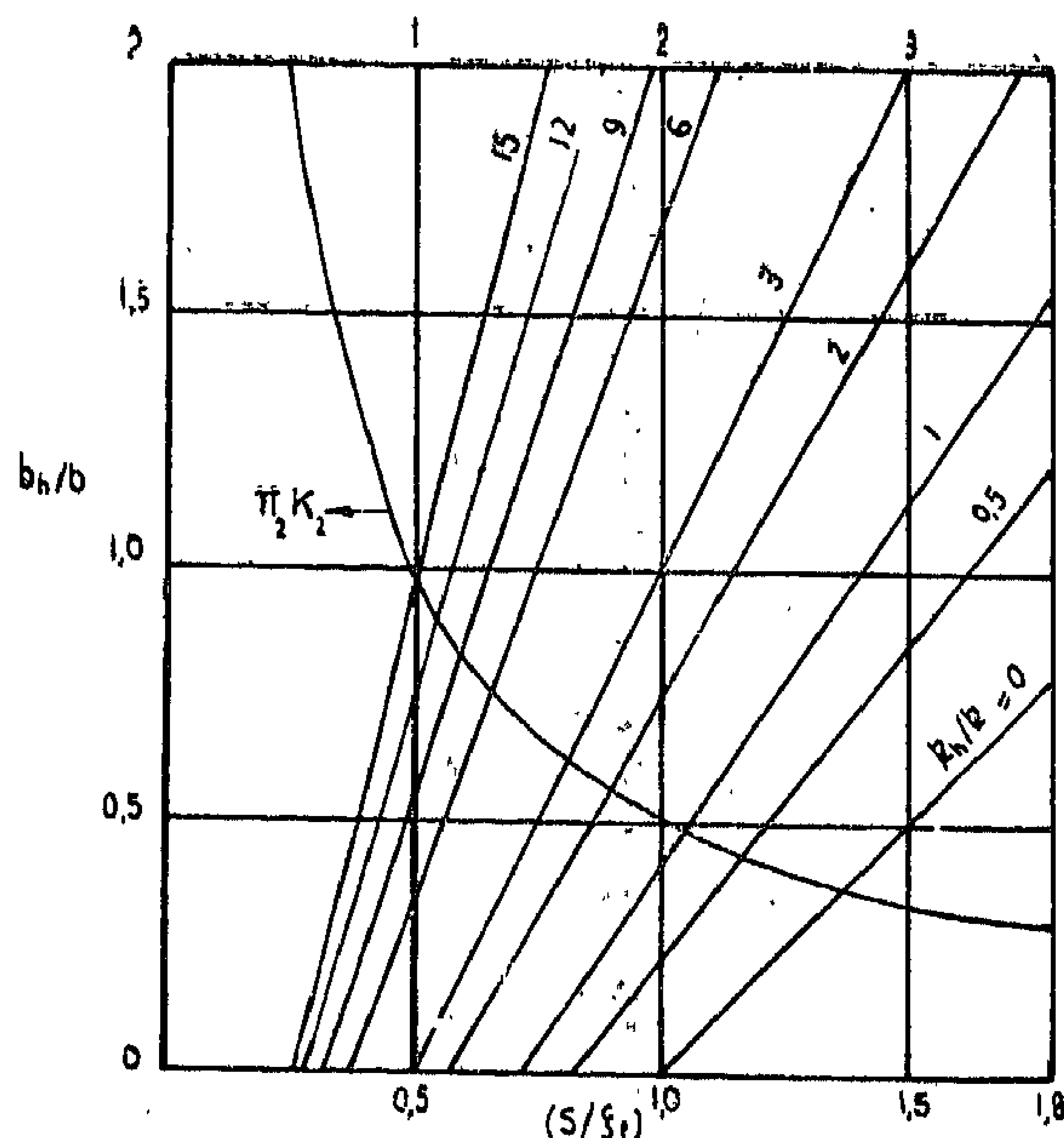
Fig. (2) shows a modified block diagram for the system in which the fluid is compressible

Similar expressions for the dynamic parameters of the system of variable port area (dashed quantities) can be deduced. The dynamic parameters are given in Table (2) for the rectangular port and the variable port area systems.

Dimensionless plots of the natural frequeency, damping ratio and the additional hydraulic stiffness and damping coefficient are shown in Figs (3) and (4). These could be used for the determination of system dynamic parameters as follows :



Fig(3) Variation of Natural Frequary and Valve Pressure Gain with Hydraulic Stiffness $(-2\pi \bar{K}_1)$



Fig(4) Variation of Damping Ratio and Valve Reluctance with Hydraulic Damping.

1. For any given K_3 (valve pressure gain) and k_h/k read the natural frequency ω_n/ω_{nl} off Fig. (3).
2. Determine the additional damping coefficient b_h/b for any given K_2 and K_3. Locate on Fig. (4). this value of b_h/b on the line of constant k_h/k determined previously.
3. Read, also on Fig. (4), the corresponding value of ξ/ξ_1.

Comparision Between Rectangular and Circular Ports :

For the two ports of equal maximum port area (or same maximum power) (§) and the same spool travel, we can write for the circular port, $W_1 = \frac{\pi}{4} D$.

Maximum power is delivered when $P_m/P_s = Z/3$. For equal reference flows $(Q_r = Q_r')$ and equal ram diameters, we obtain :

$$\pi_1 = 0.785 \, \pi_1'$$

and

$$\pi_2 = \pi_2'$$

Table (3) and Figs. (5)—(9) give a detailed comparison of the two systems for the same values of P_m/P_s. It is seen that :

1. The hydraulic damping coefficient of the circular port is higher, for all port openings.

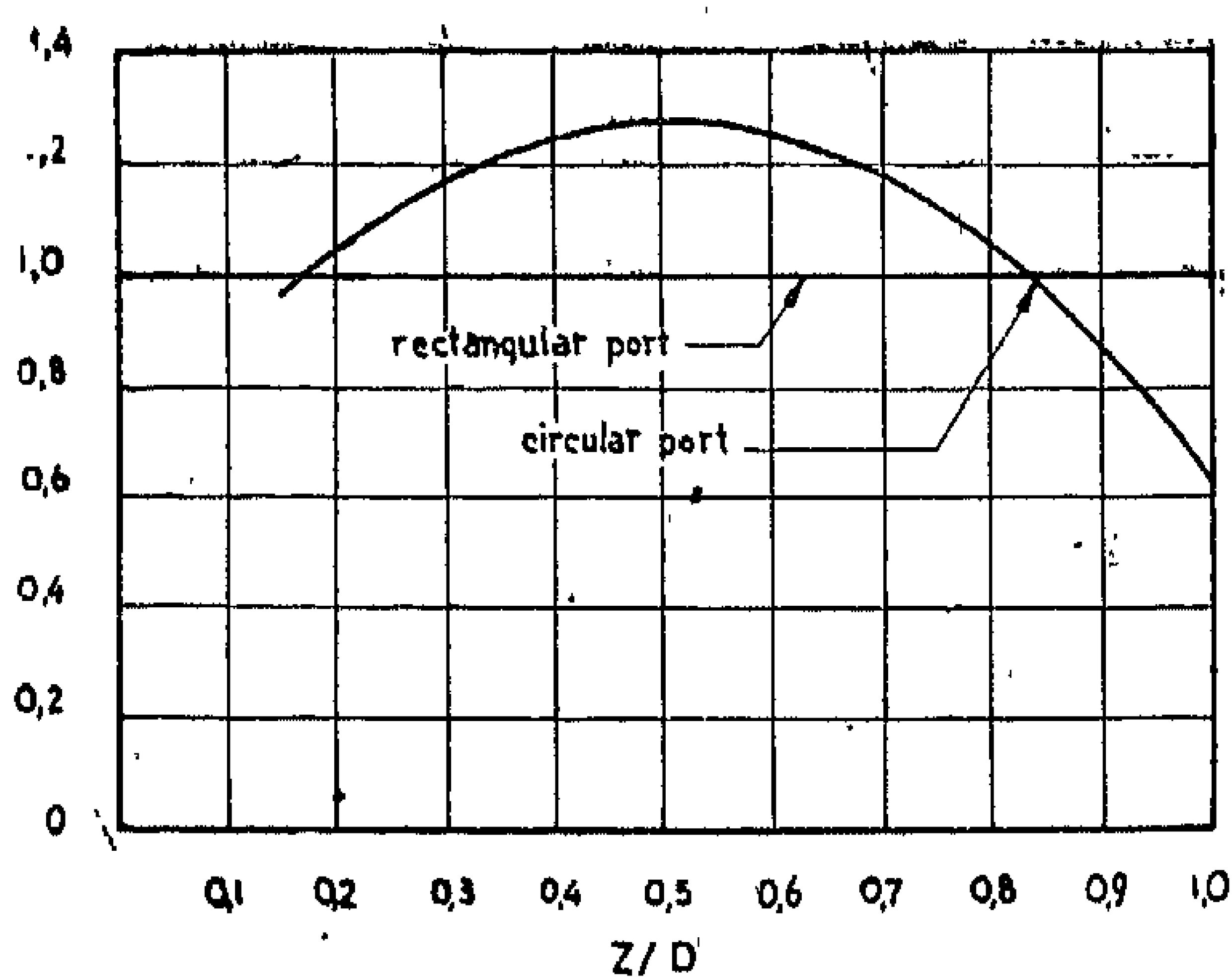


Fig.(5) Comparison of Flow Gains.

(§) Ref. (2), P. 247.

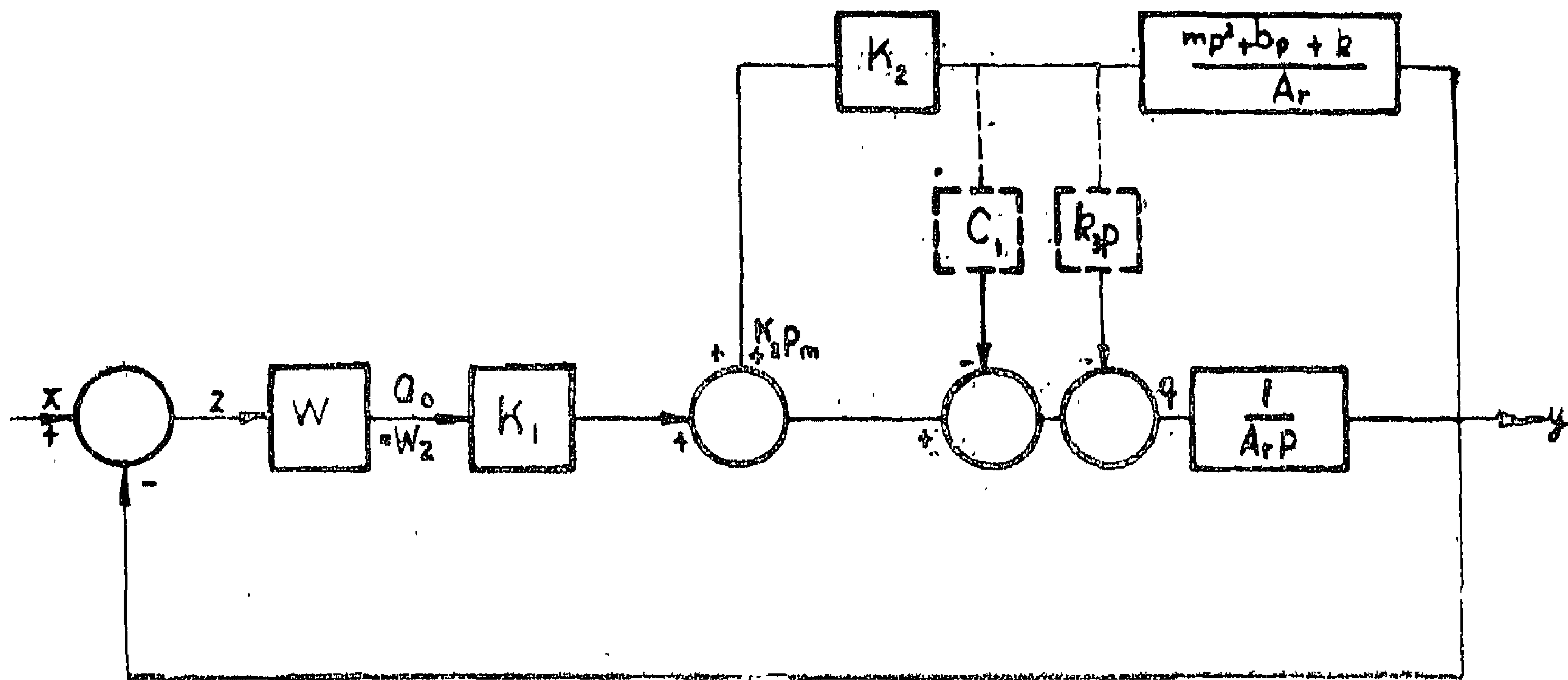


Fig.(2) Valve-motor block diagram.

Where, b_h = additional hydraulic damping coefficient.

$$= -A_r^2/K_2 \qquad (19)$$

The non-dimensional expressions for the hydraulic damping coefficient and damping ratio are :

$$b_h/b = -\frac{1}{2\,\pi_2\,K_2} \qquad (20)$$

and

$$\xi/\xi_1 = \frac{1 + b/b_h}{\sqrt{1 + k/k_h}} = \frac{1 - 1/2\,\pi_2\,\bar{K}_2}{\sqrt{1 - K_3\,\pi_1}} \qquad (21)$$

Table 2: System Dynamic Parameters.

		Rectangular port	Variable width Port
Transfer function		$\frac{y}{x} = \frac{-WA_rK_1/mK_2}{p^2 + \frac{bK_2 - A_r^2}{mK_2}p + \frac{bK_2 - WA_rK_1}{mK_2}}$ (13)	$\frac{y}{x} = \frac{-A_rK_1'/K_2'}{p^2 + \frac{bK_2' - A_r^2}{mK_2'}p + \frac{kK_2' - A_rK_1'}{mK_2'}}$ (22)
Natural Frequency	Dimensional	$\omega_n = \sqrt{(k - WA_rK_3)/m} = \sqrt{(k + k_h)/m}$ (14)	$\omega_n' = \sqrt{(k - A_rK_3')/m} = \sqrt{(k + k_h')/m}$ (23)
	Dimensionless	$\frac{\omega_n}{\omega_{nl}} = (1 + \frac{k_h}{k})^{\frac{1}{2}} = (1 - \frac{\bar{K}_3}{\pi_1})^{\frac{1}{2}}$ (17)	$\frac{\omega_n'}{\omega_{nl}} = (1 + \frac{k_h'}{k})^{\frac{1}{2}} = (1 - \frac{\bar{K}_3}{\pi_1'})$ (24)
Hydraulic Stiffness	Dimensional	$k_h = -WA_rK_3$ (15)	$k_h' = -A_rK_3'$ (25)
	Dimensionless	$\frac{k_h}{k} = -\frac{\bar{K}_3}{\pi_1}$ (16)	$\frac{k_h'}{k} = -\frac{\bar{K}_3}{\pi_1'}$ (26)
Damping ratio	Dimensional	$\xi = \frac{b - A_r^2/K_2}{2\sqrt{m(k - WA_rK_3)}} = \frac{b + b_h}{\sqrt{4m(k + k_h)}}$ (18)	$\xi' = \frac{b - A_r^2/K_2'}{2\sqrt{m(k - A_rK_3')}} = \frac{b + b_h'}{2\sqrt{m(k + k_h')}}$ (27)
	Dimensionless	$\frac{\xi}{\xi_l} = \frac{1 + b_h/b}{(1 + k_h/k)^{\frac{1}{2}}} = \frac{1 - \frac{1}{2}\pi_2\bar{K}_2}{(1 - \bar{K}_3/\pi_1)^{\frac{1}{2}}}$ (21)	$\frac{\xi'}{\xi_l} = \frac{1 + b_h/b}{(1 + k_h/k)^{\frac{1}{2}}} = \frac{1 - \frac{1}{2}\pi_2'K_2'}{(1 - \bar{K}_3'/\pi_1')^{\frac{1}{2}}}$ (28)
Hydraulic Damping	Dimensional	$b_h = -\frac{A_r^2}{K_2}$ (19)	$b_h' = -\frac{A_r^2}{K_2'}$ (29)
	Dimensional	$\frac{b_h}{b} = -\frac{1}{2\pi_2\bar{K}_2}$ (20)	$\frac{b_h'}{b} = -\frac{1}{2\pi_2'\bar{K}_2'}$ (30)

The valve parameters, in non-dimensional form, are given (Table. 1.) for rectangular, variable width and circular ports. The latter are special cases of the variable width port.

Table 1 – Valve Parameters.

	Rectangular ports	Variable width ports (§)	Circular ports (§§)
Flow	$\Omega = \frac{Z}{W}\sqrt{1-\frac{P_m}{P_s}}$ (1)	$\Omega' = \frac{1}{n}\cdot\frac{W_m}{Z_f}\sqrt{1-\frac{P_m}{P_s}}$ (2)	$\Omega' = \frac{-0{,}29+3(Z/R)+3(Z/R)^2-(Z/R)^3}{3\pi}\sqrt{1-\frac{P_m}{P_s}}$ (3)
Valve flow gain	$\bar{K}_1 = \frac{\Omega}{Z/W} = \sqrt{1-\frac{P_m}{P_s}}$ (4)	$\bar{K}'_1 = 2\frac{W}{W_m}\cdot\Omega' = \frac{2}{n}\cdot\frac{W}{Z_f}\sqrt{1-\frac{P_m}{P_s}}$ (5)	$\bar{K}'_1 = 6\,\frac{1+2(Z/R)-(Z/R)^2}{-0{,}29+3(Z/R)+3(Z/R)^2-(Z/R)^3}\,\Omega'$ $= \frac{2}{\pi}\cdot\left[1+2\frac{Z}{R}-\left(\frac{Z}{R}\right)^2\right]\sqrt{1-P_m/P_s}$ (6)
Valve resistance	$\bar{K}_2 = -\frac{(Z/W)^2}{2\Omega} = -\frac{Z/W}{2\sqrt{1-P_m/P_s}}$ (7)	$\bar{K}'_2 = -\frac{W_m}{2n^2Z_f^2}\cdot\frac{1}{\Omega'}$ $= -\frac{W_m}{2nZ_f}\cdot\frac{1}{\sqrt{1-P_m/P_s}}$ (8)	$\bar{K}'_2 = \frac{[-0{,}29+3(Z/R)^2+3(Z/R)^2-(Z/R)^3]^2}{18\pi^2}\,\frac{1}{\Omega'}$ $= -\frac{-0{,}29+3(Z/R)+3(Z/R)^2-(Z/R)^3}{6\pi\sqrt{1-P_m/P_s}}$ (9)
Valve pressure gain	$\bar{K}_3 = -2\frac{\Omega^2}{(Z/W)^3} = -2\,\frac{1-P_m/P_s}{Z/W}$ (10)	$\bar{K}'_3 = -4n^2\cdot\frac{W Z_f^2}{W_m^3}\,\Omega'^2$ $= -4\frac{W}{W_m}\left(1-\frac{P_m}{P_s}\right)$ (11)	$\bar{K}'_3 = -108\pi^2\,\frac{1+2(Z/R)-(Z/R)^2}{[-0{,}29+3Z/R+3(Z/R)^2-(Z/R)^3]^3}\,\Omega'^2$ $= -12\,\frac{[1+(Z/R)-(Z/R)^2](1-\frac{P_m}{P_s})}{-0{,}29+3Z/R+3(Z/R)^2-(Z/R)^3}$ (12)

(§) Appendix (I) gives the derivation of the flow equations for a variable port.
(§§) Appendix (II) gives the derivation of the segmental area for a circular port which is limited to port openings having, $1 \geqslant \frac{Z}{D} \geqslant 0{,}15$.

DYNAMIC ANALYSIS

a — *Leakage and Compressibility Effects Ignored.*

Consider the system made up of the servo-motor and a mixed intertia, linear damping and restoring load (§). We obtain the transfer function in linearised form using the small perturbation theory. Referring to Fig. 2, the transfer function for the rectangular port is found to be

$$\frac{y}{x} = \frac{WA_r\,K_1/K_2m}{p^2 + \frac{b\,K_2 - A_r^2}{m\,K_2}\,p + \frac{k\,K_2 - WA_rK_1}{m\,K_2}} \qquad (13)$$

The natural frequency of the system is :

$$\omega_n = \sqrt{(k - WA_rK_3)/m} = \sqrt{(k+k_h)/m} \qquad (14)$$

where, k_h = additional hydraulic stiffness

$$= -\,WA_rK_3 \qquad (15)$$

The non-dimensional forms of Eqns. (14) and (15) are :

$$k_h/k = -\,\bar{K}_3/\pi_1 \qquad (16)$$

and $\omega_n/\omega_{nl} = \sqrt{1 + k_h/k} = \sqrt{1 - \bar{K}_3/\pi_1}$ (17)

The damping ratio of the system is :

$$\xi = (b - A_r^2/K_2)/2\sqrt{m\,(k - WA_rK_3)}$$

$$= \frac{b + b_h}{2\sqrt{m\,(k - k_h)}} \qquad (18)$$

(§) It is assumed that the flow forces are small, and that cavitation does not occur. Leakage between spool and valve body is neglected and, moreover, the fluid inertia is ignored, The supply pressure assumed constant and the ambient pressure atmospheric.

$\bar{K}_3$ = Dimensionless pressure gain for a variable width port.

k_3 = Compressibility factor.

P_s = Supply pressure.

P_a = Pressure downstream of port "a", Fig. 1.

P_b = Pressure downstream of port "b".

P_e = Ambient discharge pressure, (considered zero).

P_m = $P_a - P_b$ = Net pressure on ram surface.

P_m = Differential change in P_m.

p = Operator.

Q_a = Flow rate through port "a".

Q_b = Flow rate through port "b".

Q = Flow rate toram.

Q_r = Reference flow rate for a rectangular port.

Q'_r = Reference flow rate for a port of variable width.

q = Differential change in Q.

Q = Dimensionless flow rate for a rectangular port.

Q′ = Dimensionless flow rate for a port of variable width.

R = Radius of a circular port.

u = $\sqrt[3]{\frac{1}{K}}\, p$ = Normalised operator, equ. (61).

w = Port width.

X = System input displacement.

x = Differential change in X.

Y = System output displacement.

y = Differential change in Y.

Z = Instantaneous port opening, i.e. instantaneous system error = X — Y.

z = x — y.

ρ = Fluid density.

ξ_l = Load damping ration = $b / \sqrt{2\ km}$

ξ = Overall system damping ratio when leakage and compressibility are ignored.

ξ_o = Overall system damping ratio when leakage and compressibility exist.

ξ_{co} = A reference damping ratio for the system with leakage and compressibility.

ω_{nl} = Load natural frequency = $\sqrt{k/m}$.

ω_n = Overall system natural frequency when leakage and compressibility are ignored.

ω_{no} = Overall system natural frequency when leakage and compressibility are considered.

ω_{nco} = A reference natural frequency for the system with leakage and compressibility.

π_1 = kW/A_rP_s = Dimensionless factor, for the rectangular port.

π_2 = $bQ_r/2\ A_1^2P_s$ = Dimensionless factor, for the rectangular port.

π_3 = $C_l/k_3\omega_{nl}$ = Dimensionless factor.

π_4 = A_r^2/bC_1 = Dimensionless factor.

π_1' = kZ_f/A_rP_s = Dimensionless factor, for the port of variable width.

π_2' = $bQ_r'/2\ A_r^2P_s$ = Dimensionless factor, for the port of variable width.

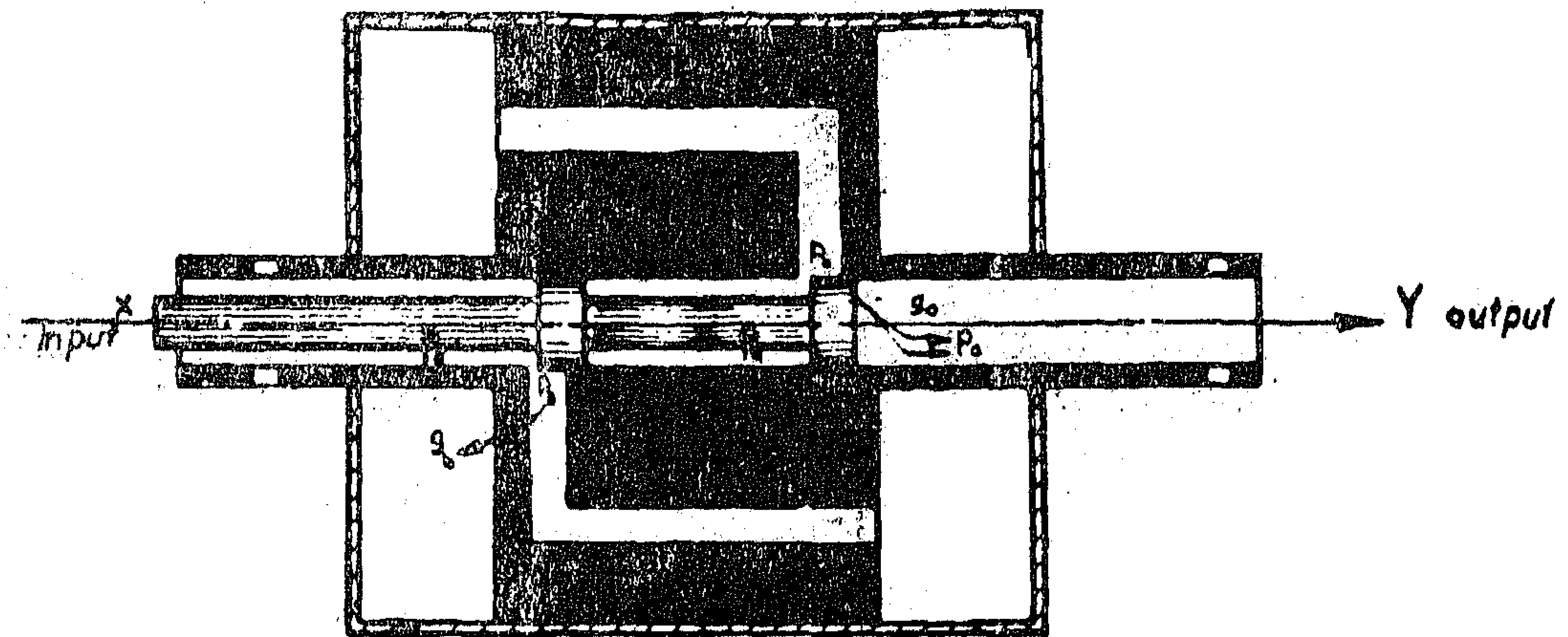


Fig (1) Zero-lap, 4-way, valve-controlled servo motor, coaxially-arranged.

B_1 = Coefficient of the normalised third order characteristic equation (60).

b = Load coefficient of viscous damping.

b_h = Coefficient of hydraulic damping for a rectangular port.

b_h = Coefficient of hydraulic damping for a port of variable width.

C_d = Discharge coefficient of each orific.

C_1 = Leakage flow coefficient.

$d = a + \frac{\pi_3}{2\,\xi_1} - \frac{\pi_2\,\pi_3\,\pi_4}{\xi_1} K_2$ = Dimensionless factor for rectangular port.

d = Dimensionless factor for variable width port (circular port).

D = Circular port diameter.

k = Load stiffness coefficient.

k_h = Hydraulic stiffness for a rectangular port.

k_h = Hydraulic stiffness for a port of variable width.

K = Overall system gain.

$K_1 = [\partial Q/\partial A_o]_{Pm}$ = Valve flow gain for a rectangular port.

$K_1 = [\partial Q/\partial Z]_{Pm}$ = Flow gain for a port of variable width.

K_1 = Dimensionless flow gain K_1.

K_1 = Dimensionless flow gain K_1.

$K_2 = [\partial Q/\partial P_m]_{Ao}$ = Valve reluctance, (reciprocal of valve stiffness), for a rectangular port.

$K_2 = [\partial Q/\partial P_m]_Z$ = Valve reluctance for a port of variable width.

K_2 = Dimensionless valve reluctance K_2.

K_2' = Dimensionless valve reluctance K_2'.

$k_2 = C_1 - K_2$

$k_2 = \frac{P_s}{Q_r} k_2$ = Dimensionless k_2

$K_3 = [\partial P_m/\partial A_o]_Q$ = Valve pressure gain for a rectangular port.

$K_3 = [\partial P_m/\partial Z]_Q$ = Valve pressure gain for a port of variable width.

$\bar{K}_3$ = Dimensionless pressure gain for a rectangular port.

A STUDY OF THE EFFECTS OF PORT SHAPE ON HYDRAULIC SERVOMOTORS

By

H.M. EL-GAMMAL,
B.Sc., M.Sc.,

O.A. EL-KHOLY
Ph.D., D.I.C., B. Eng. (Hons.)

SUMMARY

Non-dimensional experessions for the dynamic parameters of a constant pressure hydraulic servomotor of constant port width are derived first neglecting leakage and compressibility effects and then taking them into consideration. Similar expressions for the case of variable port width are derived in terms of integrals involving the port profile.

A comparison of dynamic parameters and stability limits is made between two loaded servomotors one having a rectangular port and the second a circular port of the same maximum area and spool travel.

It is shown, for the case where leakage and compressibility effects are negligibles that the circular port gives a higher damping ratio at all port openings. The hydraulic stiffness (and natural frequency of the system), however, are higher for the circular port up to about 80% of the full openings.

Where leakage and compressibility effects are taken into consideration, the rectangular port provides higher damping and higher natural frequency at all port openings, for the majority of practical cases (load damping ratio 0.707).

INTRODUCTION

The effect of port shape on the performance of hydraulic servomotors was discussed by Walters [1] who compared the valve port parameters for a rectangular port (i.e. of constant width) with those for a circular port (a special case of the variable width port). Port shaping was also discussed by Blackburn [2] for the case of a massless viscous load. Graphical relations between flow and valve stroke, in terms of a port shaping factor, were derived. Blackburn gave, further, some port profiles that fulfil the constant gain condition. Paddison [3] also discussed the effect of port shape on the performance of hydraulic servos.

In this study, the effect of port shape on the performance of a constant pressure, zero-lap, four-way, coaxially-arranged valve-motor combination (Fig. 1.), is discussed.

NOTATION

A_I = Coefficient of the normalised third order characteristic equation (6).

A_o = Instantaneous area of metering orifice.

A_r = Ram area.

$a = \left(\dfrac{1}{2\,\xi_1} + \pi_3\,\pi_4\right) / 2\,\xi_1$ = Dimensionless factor.

It is interesting to compare the monthly water pumped with the corresponding rainfall, fig. (1) :— the maximum water pumped occurs at the period of maximum rainfall. The output of the turbine is high during the months November to April when rain might be available, whilst in summer months during which the rainfall is nill, the monthly water pumped is low. Due to the very cheap cost of pumping one might think of storage of energy. Experiments should be carried out to solve the problem of long period storage.

Calculations are repeated for the multi-bladed rotor windmill using table (2) to determine the monthly and annual output. The windmill will lift 8.9 cu.m. / K.W.h. through 4 m. The results are shown in table (3). A comparison of the two turbines is illustrated in table (4). The low cost of pumping using the propeller type turbine as compared with the windmill shows clearly the need for testing other designs. Moreover tests on site for the suggested propeller turbine for at least one year are recommended. During this period measurements are to be recorded for generator output, shaft horsepower of pumps, efficiency of transmission of electric power to pumps, number of starts and stops of turbine, hours of operation during the year, and hours during which the turbine is feathered. Promising sites for erecting the experimental stations on the Northern Coast where there are possibilities for utilising the power for irrigation may be chosen at : Borg El Arab, Hamam, Dabaa, Fouka (where there exists already an experimental station at Ras El Hekma), Garawla. A station in the Northern Delta will investigate using the turbine to work as a fuel saver for the pumps used for irrigation or drainage.

Spray irrigation may prove to be more important than surface irrigation in such newly-developed areas. Information based on results of feild experiments for spray irrigation in the above mentioned areas will help in the exact determination of the quantities of water needed and the area that can be served by the propeller turbine. With the informations at hand for desert areas, water needs in spray irrigation are 0.29 to 0.37 of the needs of surface irrigation. Using the output of the suggested propeller turbine for driving only one high pressure centrifugal pump, the annual water pumped 50000 cu.m. if spray irrigation is adopted, will cover the needs of using a of three pumps. The rest of the turbine output is used for forcing water at a pressure of 3 atm. through the piping system and sprinklers.

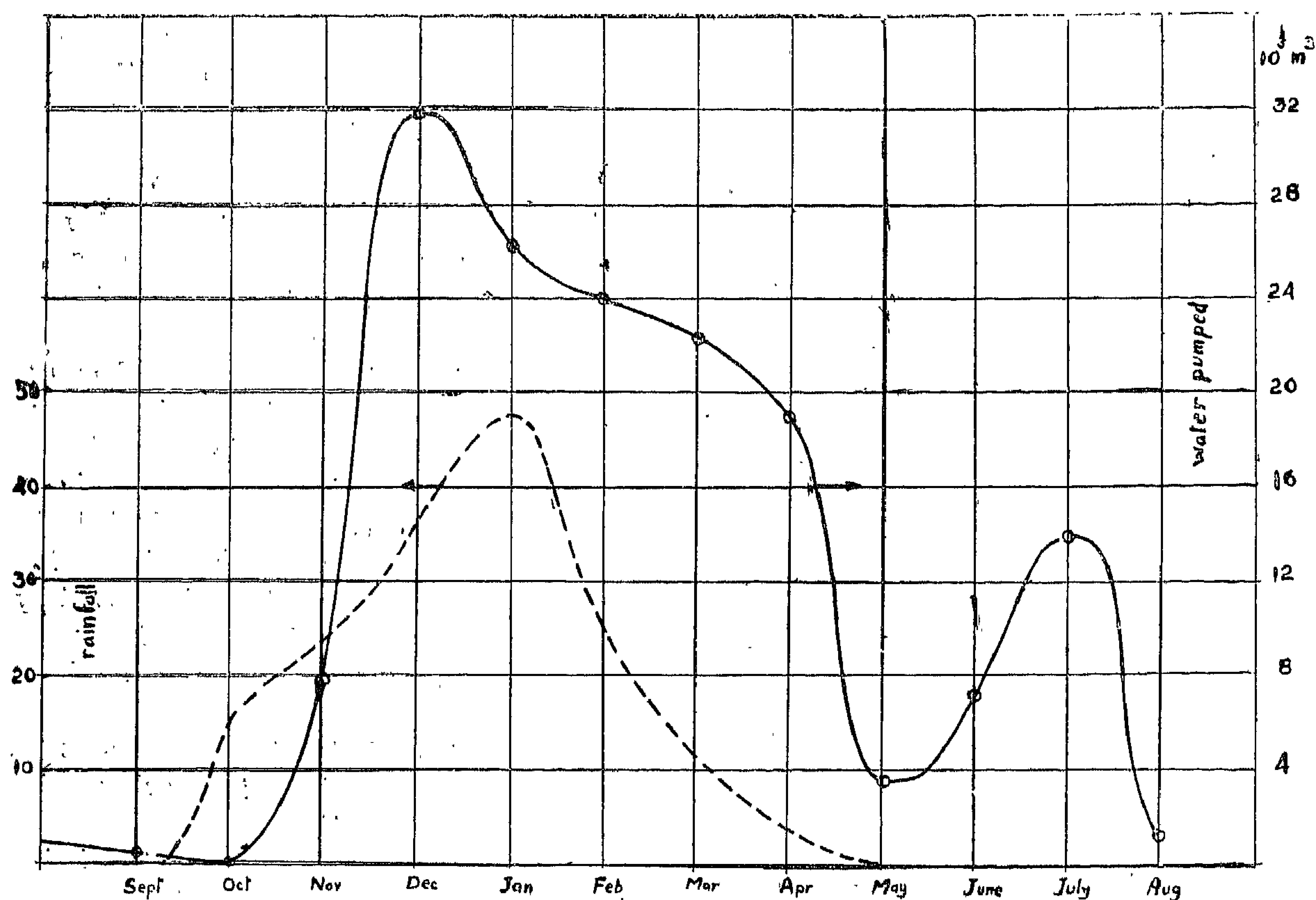


Fig. 1

Table (4) : Details for assumed wind turbines

Item	Propeller	windmill	units
diameter of rotor	10	1	m
mean wind speed	18.8	18.8	km/hr
rated wind speed	27	27	km/hr
rated output	4.78	.024	K.W.
cut-in speed	16	6	km/hr
annual energy oztput	9341	73.5	K.W.h.
volume of water pumped	15800	655	cu.m.
water pumped / K.W of installed capacity	33000	27200	cu.m.
Capital cost	2000	200	L.E.
cost of pumbing 100 m^3	15.1	367	P.T.

used with a plunger pump. It should be noted that the propeller turbine has a cut-in speed of 16 km/hr, whilst the multi-bladed windmill has a cut in speed of 6 km/hr. Although the cut in speed for the propeller turbine is high, yet it is seen from the calculations below of the annual energy output that the turbine will be practical when used in selected sites on the Northern coast. Results of tests are used to calculate the annual energy output as follows:—

Data of average wind speeds at Mersa Matrouh in different months and in the year based on records of the Meteorological Departement for the years 1952 — 1957 have been worked out. Using these values and from table (1) the monthly and total annual output are estimated for a plant generating a rated output of 4.78 K.W. The output is utilised in driving three two horsepower electric motors direct coupled to centrifugal pumps. It is believed with this set that the quantity of water pumped = 17 cu.m/KW.h. for a lift = 4 m. The results are shown in table (3) together with the monthly volume of water pumped. This results in a total annual volume of water pumped = 158800 cu.m. Thus the volume of water pumped per kilowatt of installed capacity = 33000 cu.m. If the capital cost is taken as LE, 2000, and maintenance, depreciation and interest are assumed to be 12% of the capital cost, i.e. LE, 240 the cost of pumping 100 cu.m. is P.T. 15.1 — which is very cheap.

Table (3). : Monthly output of propeller turbine and windmill

	Month	Jan	Feb	March	April	May	June
Propeller	Wind velocity km/hr	21.1	21.3	20.5	20	17.3	18.1
	Output K.W.	2.06	2.11	1.766	1.551	0.29	0.6
	Monthly enerby K.W.h.	1533	1418	1314	1117	.216	432
	Monthly volume puhped m³	26061	24106	22338	18989	3672	7344
Windmill	Output awtt	11.54	11.71	10.46	9.71	6.33	7.22
	Monthly energy K.W.h.	8.585	7.869	7.782	6.998	4.71	5.198
	Monthly volume pumped m³	76.41	70.03	69.26	62.28	41.92	47.26
	Month	July	Aug	Sept	Oct	Nov	Dec
Propeller	Wind velocity km/hr	19	16.5	16.3	15.5	18.2	22
	Output K.W.	1.123	0.1	05	0	0.65	2.548
	Monthly energy K.W.h.	836	75	36	0	468	1836
	Monthly volume pumped m³	14212	1275	612	0	7956	322332
Windmill	Output watt	8.32	5.48	5.27	4.53	7.34	12.9
	Monthly energy K.W.h.	6.19	4.077	3.794	3.371	5.285	9.598
	Monthly volume pumped m³	55.09	36.29	33.77	30	47.04	85.42

UTILISATION OF WIND POWER FOR IRRIGATION IN U.A.R.

By

M.F. ABDEL AZIZ, ASST. Prof.

Faculty of Engineering, Giza.

The construction of the High Dam provides an opportunity for cultivating some two million extra acres an important stap towards self-sufficiency in food crops. But this leaves the problem of areas in the country which will not benifit of the High Dam water. For these areas the construction of wells and the use of lifting devices even if elementary — will contribute to the increasing agricultural production and will possibly gather the inhabitants of the desert areas in a settled communites. One of the known sources of energy that can be utilised for lifting water is the free and inexihaustible energy from the wind. The wind turbine is a simple machine which needs practically no maintenance and requires little attention, thus eleminating the need for skilled labour and suited the isolated communities and village economies.

The building of a wind turbine requires a background of practical experience to limit the capital expenditure to a moderate figure and to able to choose the proper types of turbine to be used. Energy that can be extracted from the wind varies from place to place for the same turbine and varies also in the one place according to the type of turbine used. When exploiting wind potentialities in the U.A.R.; the need arises for experimental data on pilot plants, with different designs and types at different stations, to be able to study the following :

1. Estimation of the annual amount of energy.
2. Comparison of energy output/unit horsepower of installed capacity of turbine,
3. Determination of the cost/unit of energy output.

Experiments were carried out in the laboratory to study the characteristics of wind turbines. Two designs of turbines were compared : A high speed propeller type and the multibladed windmill. Table (1) shows the results of the test on a 0.5 m diameter model propeller turbine as applied to a practical proposed turbine to work at a selected site on the Northern coast chosen at Mersa Matrouh. Table (2) shows the results for a one meter diameter multi-bladed rotor which is normally

Table (1) : Wind velocity and output of the propeller. turbine

Wind velocity	km/hr	18	20	2.548	3.6	4.44	4.78	4.78
Output	K.W	542	1.551	22	24	26	27	30

Table (2) : Wind velocity and output of the windmill

Wind velocity	km/hr	8	10	12	14	16	18	20	22	24	25	27	30
Output	watts	62	1.21	2.1	3.32	4.96	1.7	6.72	12.9	16.8	19	24	24

REFERENCES

1. Chow, V.T. : Open channel hydraulics. McGraw-Hill Book Co., New York, 1959.

2. Studies of river bed material and their movement with special reference to the Lower Mississipi River, U.S. waterways experiment station, technical paper M. Jan., 1935.

3. Bakhmeteff, B.A. : Hydraulics of open channels. McGraw-Hill Book Co., New York, 1932.

4. Lindquist, E. : On velocity formulas for open channels and pipes. Transactions of the World Paper Conference, Sectional Meeting, Stockholm, Vol. 1, 1933.

5. Manning, R. : On the flow of water in open channels and pipes. Transactions. Institution of Civil Engineers of Ireland, Vol. 20, Dublin, 1891.

6. Scobey, F.C. : Flow of water in irrigation and similar canals. U.S. Department of Agriculture, Technical Bulletin No. 129, Nov. 1929.

7. Teroll, P.W. and Berland, W.M. : Design of Stable Canals and Channels in erodobile material. Transactions, ASCE, Vol. 123, 1958.

8. Fortier, S. and Scobey, F.C. : Permissible Canal Velocities. Transactions, ASCE, Vol. 89, 1926.

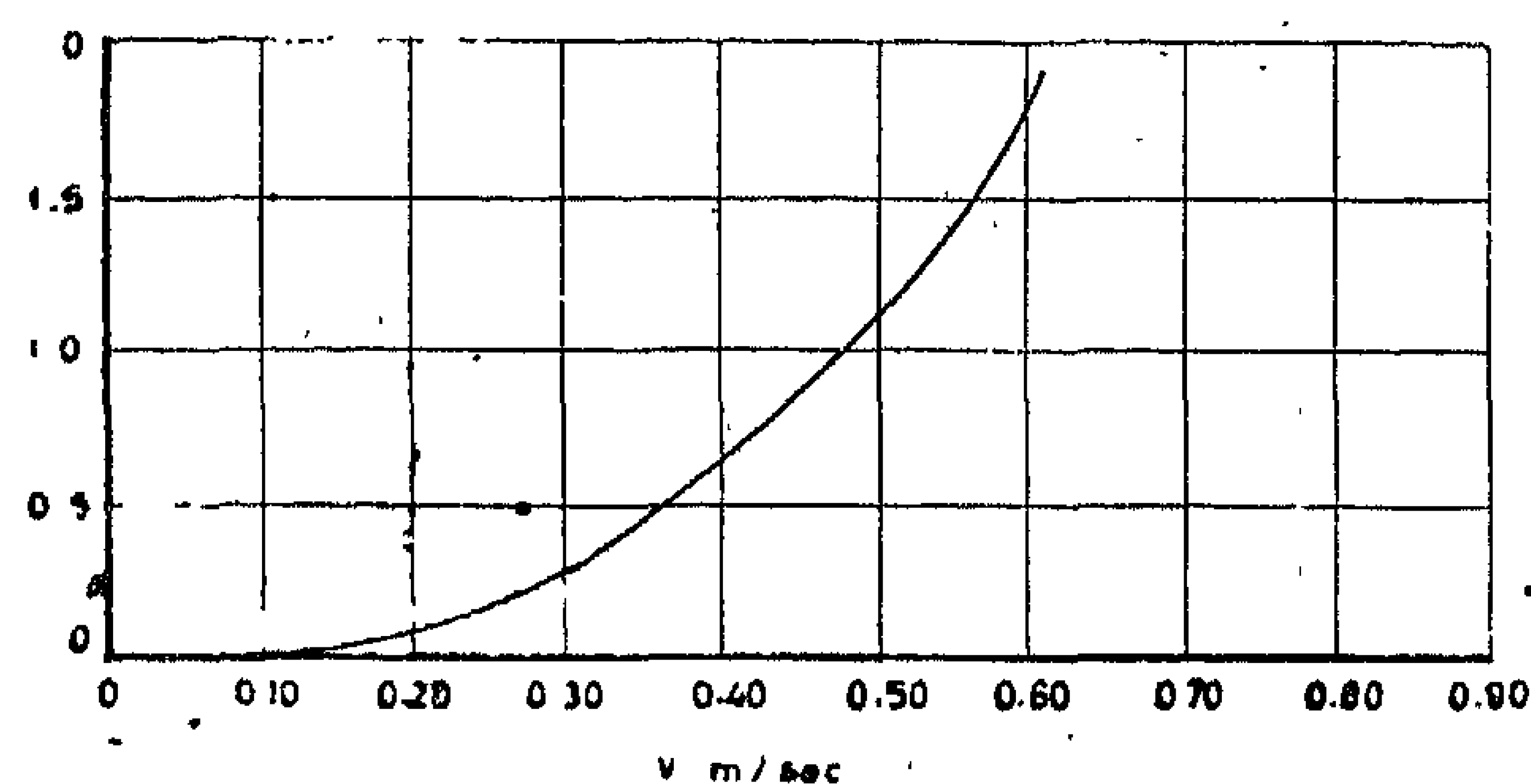


FIG 8 - VARIATION OF K WITH V ($\frac{dQ}{dx} = 5 \times 10^{-4}$ m^3/sec/m , b = 10 m , σ = 1.0 , n = 0.025)

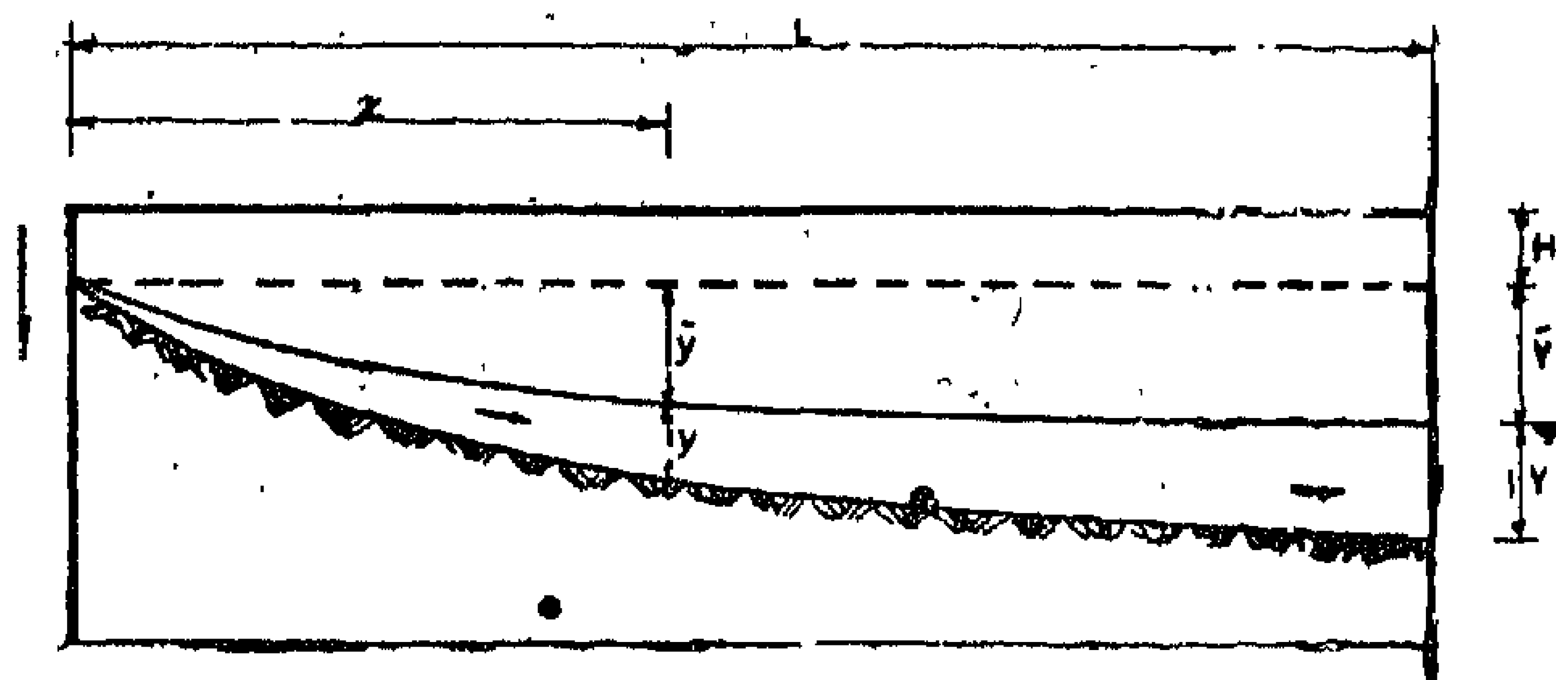


FIG 9

Fig. (8) shows the variation of K with v for constant values of $\frac{d\,Q}{d\,x}$, b, σ, $\frac{1.}{n.}$

Steps of Design :

Supposing we have a field drain or a branch drain of length L where water is received at a uniform rate $\frac{d\,Q}{d\,x}$.

The water surface elevation at the beginning of the drain is determined by the elevation of the ground water table at this point, i.e., at a distance H below land surface (Fig. 9). The water surface elevation at the end of the drain is determined from the synoptic diagram for the drainage system, i.e. at elevation $(H + \bar{Y})$ below land surface. From these two elevations y is determined.

Since y = K Log L, K can be calculated, and is substituted in the equation :

$$K = 2.3 \left[\left(\frac{v^2}{g}\right) + \frac{v^3\, n^2\, b}{\frac{d\,Q}{d\,x}} \left(1 + \frac{3}{4}\sqrt{1 + \sigma^2}\right) \right]$$

Suitable values for n and σ are substituted in this equation depending on type of soil and a suitable value for V is used as to give nonsilting, nonscouring conditions for the growth of weeds. Table (3) may be used as a guide for this purpose. The value of $\frac{d\,Q}{d\,x}$ is determined from the area served by the drain and the drainage factor of the soil. The problem, therefore is reduced to one of finding the bed width b in the above equation. The resulting values are substituted in equation (7) to determine the values of y along the drain.

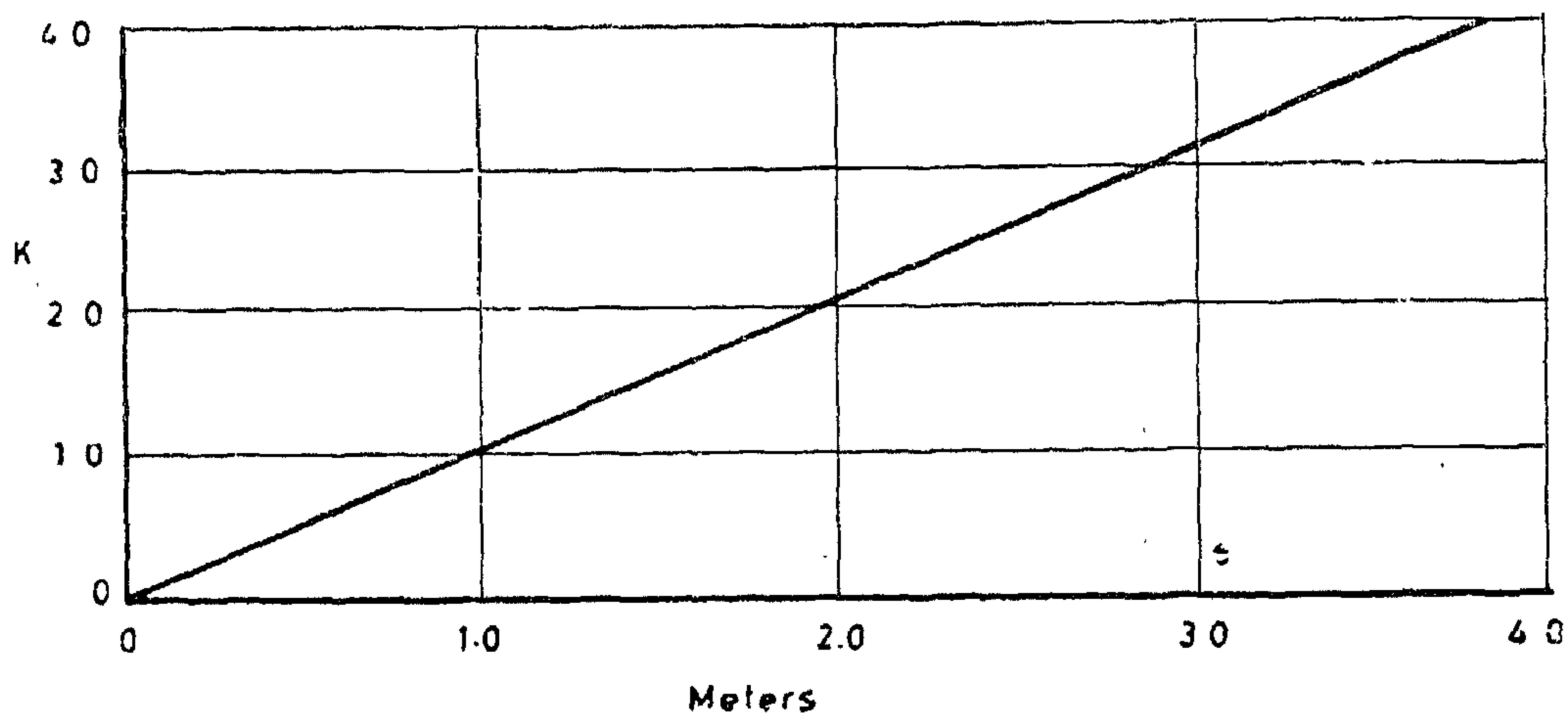


FIG 6_ VARIATION OF K WITH b ($\frac{dQ}{dx}$ = 5 x 10^{-4} m^3/sec./m , σ = 1 0 , V = 0.50 m/sec , n = 0.025)

To examine the effect of the bed width b on the value of K, Fig. (6) was plotted for K against b for the particular values of V = 0.50 ms/sec, n = 0.025, $\frac{dQ}{dx}$ = 0.0005 m³/sec/m. Also Fig. (7) shows the variations of K with $\frac{dQ}{dx}$ for the particular values of V = 0.50 m/sec, n = 0.025, b = 1.0 m. and σ = 1.0.

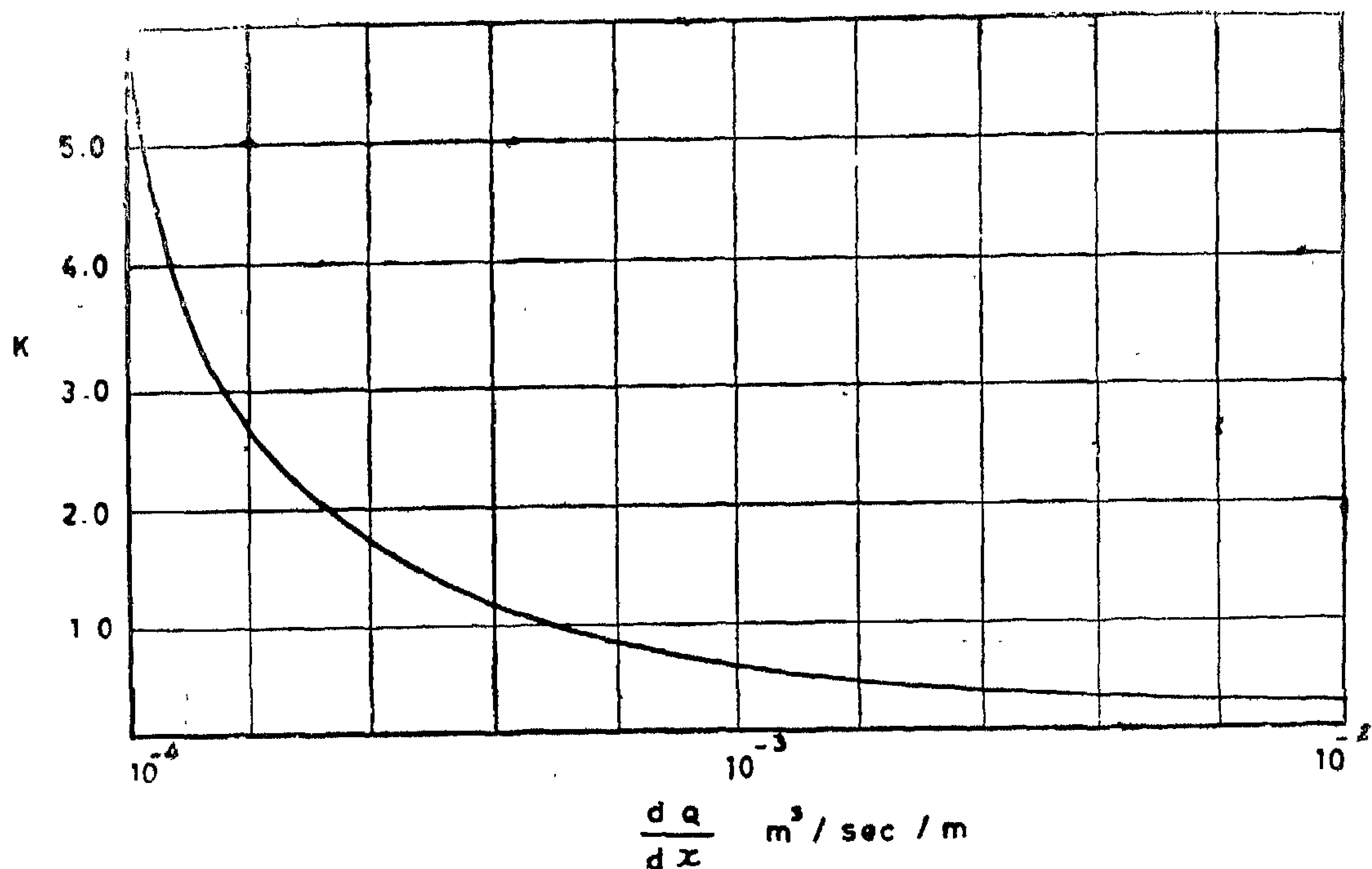


FIG 7_ VARIATION OF K WITH $\frac{dQ}{dx}$ (b = 1 0 m , V = 0 50 m / sec , σ = 1.0 , n = 0 025)

The corresponding water surface and bed profiles are shown in Fig. (5). It is clear from the figure that the variation of V has a very pronounced effect on K which is also clear from equation (9) since K = f (V^3). Also Fig. (8) shows the same effect.

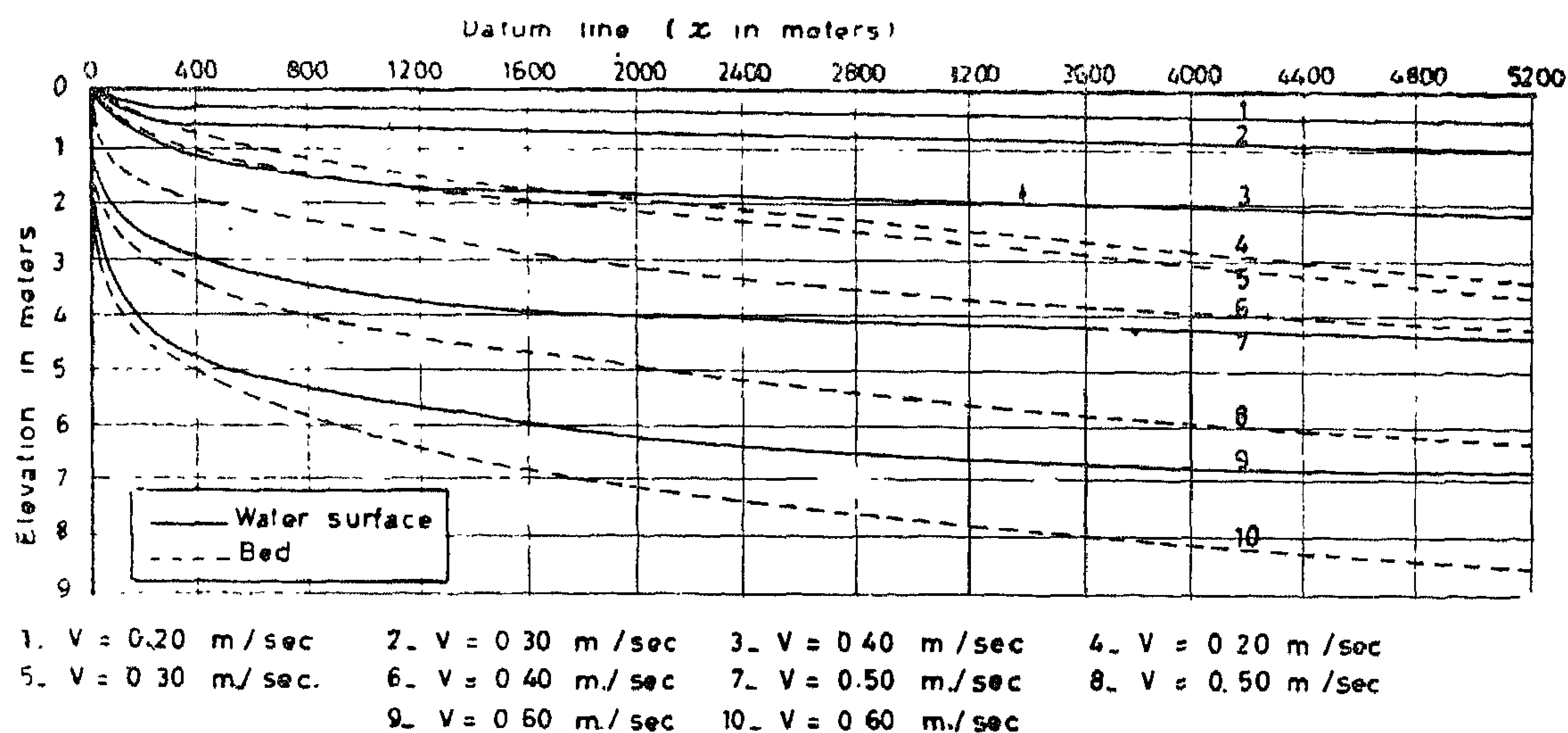


FIG 5. WATER SURFACE AND BED PROFILES FOR VARIOUS VELOCITIES

$\left(\frac{dq}{dx} = 5 \times 10^{-4} \ m^3/sec/m \ , \ b = 10 \ m \ , \ \sigma = 10 \ , \ n = 0.025 \right)$

VERTICAL SCALE EXAGERATED 200 TIMES

The values of K can be chosen to satisfy the condition of non silting, non scouring or the condition of weedless drain or both. Fortier and Scobey (1915) have given practical values for the maximum permissible velocity or the non scouring velocity as follows :

Material	n	V m/sec for clear water	V m/sec for water transporting colloidal silts
Fine Sand, colloidal	0.02	0.45	0.75
Sandy Loam non-colloidal	0.02	0.525	0.75
Silt Loam, colloidal	0.02	0.60	1.05
Alluvial silts, noncolloidal	0.02	0.60	1.05
Ordinary firm loam	0.020	0.75	1.05
Stiff clay, very colloidal	0.025	1.125	1.50
Alluvial silts, colloidal	0.025	1.125	1.50
Fine gravel	0.02	0.75	1.50
Graded silts to cobbles, colloidal	0.03	1.20	1.65
Coarse gravel, non colloidal	0.025	1.20	1.80

A mean velocity of 0.70 m/sec will be required according to Chow (1959) for preventing the growth of weeds and in the same time will prevent silting. However velocity can be chosen satisfying as possible the non-silting non scouring and no weeds growth using the above values as a guide.

The resulting profiles are shown in Fig. (4) which has an exaggerated scale in the vertical direction.

To study the effect of the velocity on the shape of the water surface and bed profiles, various values of V = 0.20, 0.30, 0.4, 0.50 and 0.60 m/sec respectively were taken and the corresponding values of the coefficient K were calculated on the basis of keeping the other variables b, σ, n and $\frac{dQ}{dx}$ at the fixed values of 1.0, 1.1, 0.025 and 0.0005 m^3/sec/m respectively.

The resulting values are shown in the following table.

TABLE (2)

x_m.	V = 0.20 m/sec K = 0.076			V = 0.3 m/sec K = 0.265			V = 0.4 m/sec K = 0.565			V = 0.5 m/sec K = 1.18			V = 0.6 m/sec K = 1.85		
	$\bar{y}$	y	$(\bar{y} + y)$	$\bar{y}$	y	$(\bar{y} + y)$	$\bar{y}$	y	$(\bar{y} + y)$	$\bar{y}$	y	$(\bar{y} + y)$	$\bar{y}$	y	$(\bar{y} + y)$
10	0.076	0.025	0.101	0.265	0.018	0.283	0.565	0.012	0.577	1.18	0.01	1.19	1.85	0.008	1.858
50	0.13	0.110	0.21	0.452	0.075	0.527	0.965	0.06	1.025	2.0	0.05	2.05	3.13	0.04	3.17
100	0.152	0.310	0.362	0.53	0.145	0.675	1.130	0.11	1.24	2.36	0.09	2.48	3.70	0.08	3.78
200	0.175	0.365	0.540	0.61	0.262	0.872	1.30	0.21	1.51	2.72	0.17	2.82	4.27	0.15	4.42
500	0.205	0.725	0.930	0.698	0.540	1.238	1.52	0.435	1.955	3.18	0.37	3.55	4.95	0.315	5.265
1000	0.228	1.16	1.388	0.795	0.880	1.675	1.695	0.725	2.42	3.54	0.62	4.16	5.55	0.525	6.075
1500	0.242	1.50	1.742	0.343	1.16	2.003	1.79	0.96	2.75	3.74	0.82	4.56	5.84	0.73	6.57
2000	0.252	1.77	2.022	0.880	1.40	2.28	1.87	1.16	3.03	3.88	1.5	4.90	6.03	0.90	6.93
3000	0.264	2.26	2.524	0.920	1.80	2.72	1.95	1.50	3.45	4.08	1.30	5.38	6.37	1.17	7.54
4000	0.275	2.70	2.975	0.96	2.09	3.05	2.04	1.78	3.82	4.24	1.56	5.80	6.60	1.42	8.02
5000	0.282	3.11	3.392	0.985	2.40	3.385	2.90	2.05	4.14	4.35	1.79	6.14	6.79	1.62	8.41

that term due to this approximation will not exceed the uncertainty in the value of n^2 appearing in the term.

Accordingly, the term K_2 in equation (4) will reduce to :

$$K_2 = \frac{v^3\, n^2}{\frac{d\,Q}{d\,x}}\, b \left(1 + \frac{4}{3}\sqrt{1 + \sigma^2}\,\right)$$

Consequently the term K in equation (5) will be in the form :

$$K = 2.3\left[\frac{v^2}{g} + \frac{v^3\, n^2\, b}{\frac{d\,Q}{d\,x}}\left(1 + \frac{4}{3}\sqrt{1 + \sigma^2}\right)\right] \qquad (9)$$

Practical Considerations :

Taking, for example, a drain receiving its water at a uniform rate $\frac{d\,Q}{d\,x} = 0.0005\ m^3$ Sec/m' and choosing the bed width to be 1.0 m and the side slope to be 1:1 and the suitable velocity to be 0.5 m/sec and the Manning coefficient $\frac{1}{n}$ to be 40. To determine the water surface elevation and bed surface elevation for this drain, equation (5) and (8) are used respectively giving a value for K = 1.18. The following table shows the value of $\bar{y}$ and y for various distances along the drain in meters.

Meters x	$\bar{y}$	y	$(\bar{y} + y)$	x	$\bar{y}$	y	$(\bar{y} + y)$	x	$\bar{y}$	y	$(\bar{y}+y)$
10	1.18	0.01	1.19	500	3.18	0.37	3.55	1500	3.74	0.82	4.56
50	2.00	0.05	2.05	600	3.26	0.42	3.68	1600	3.81	0.86	4.67
100	2.36	0.09	2.45	700	3.34	0.48	3.82	2000	3.90	1.00	4.90
200	2.72	0.17	2.89	800	3.42	0.52	3.94	3000	4.08	1.30	5.38
300	2.92	0.23	3.15	900	3.49	0.57	4.06	4000	4.24	1.56	5.80
400	3.05	0.31	3.36	1000	3.54	0.62	4.16	5000	4.35	1.79	6.14
				1200	3.64	0.70	4.34				

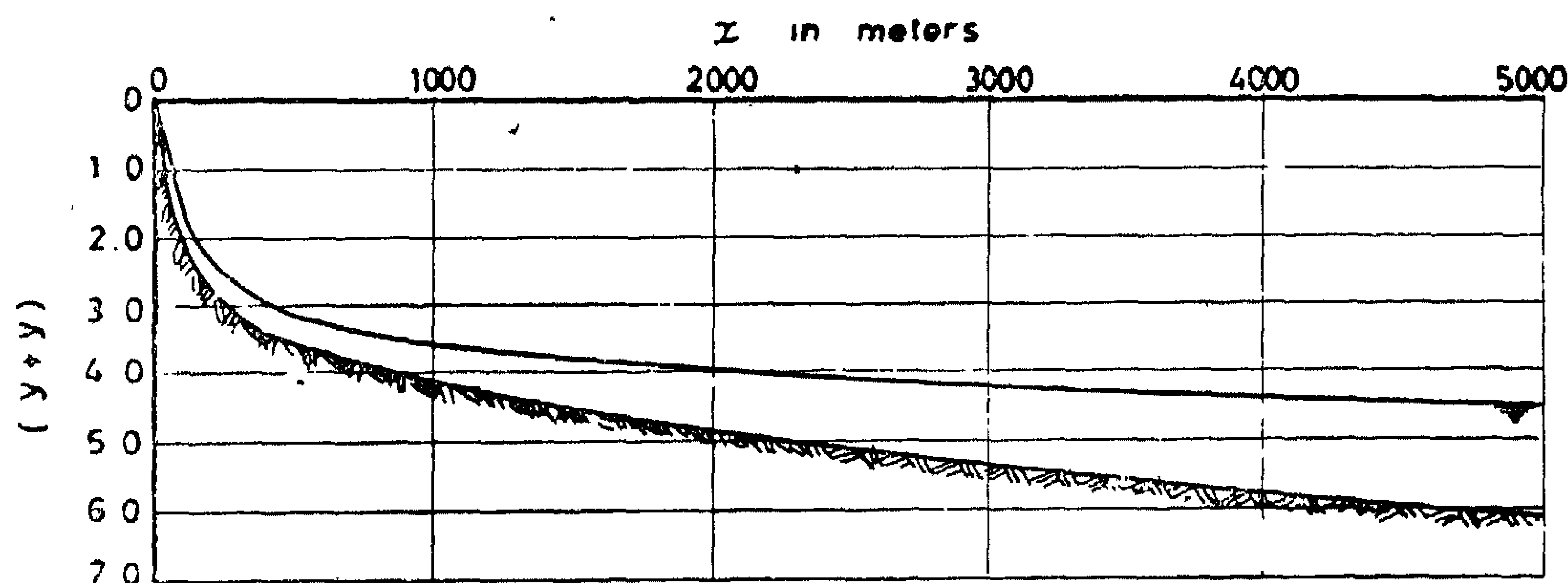


FIG 4. WATER SURFACE AND BED PROFILES FOR = 0 0005 m^3/sec /m , b = 1 0 m , V = 0 50 m /sec , σ = 1 0 , n = 0.025

(Vertical scale exagerated 250 times)

From the practical point of view it is most convenient to excavate the drain such that the bed width and side slopes remain unchanged a long the length of the drain, thus

$$A = by + \sigma y^2 = \frac{Q}{V}$$

where b is the bed width and σ in the side slope

$$\therefore \sigma y^2 + by - \frac{Q}{V} = 0 \qquad (6)$$

but since $Q = x \frac{dQ}{dx}$ therefore :

$$\sigma y^2 + by - \frac{dQ}{dx} \frac{x}{V} = 0$$

$$\therefore y = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 4\sigma \frac{dQ}{dx} \frac{X}{V}}}{2\sigma} \qquad (7)$$

The other root of equation (6) is dropped since it gives a negative value for y.

For rectangular cross section we get :

$$y = \frac{Q}{bv} = \frac{x}{bv} \frac{dQ}{dx}$$

To obtain the drop in the bed elevation relative to a horizontal datum passing through the origin O, the quantities $\bar{y}$ and y are added (Fig. 3) hence :

$$\bar{y} + y = K \log x + \frac{-b + \sqrt{b^2 + 4\sigma \frac{dQ}{dx} \frac{x}{v}}}{2\sigma} \qquad (8)$$

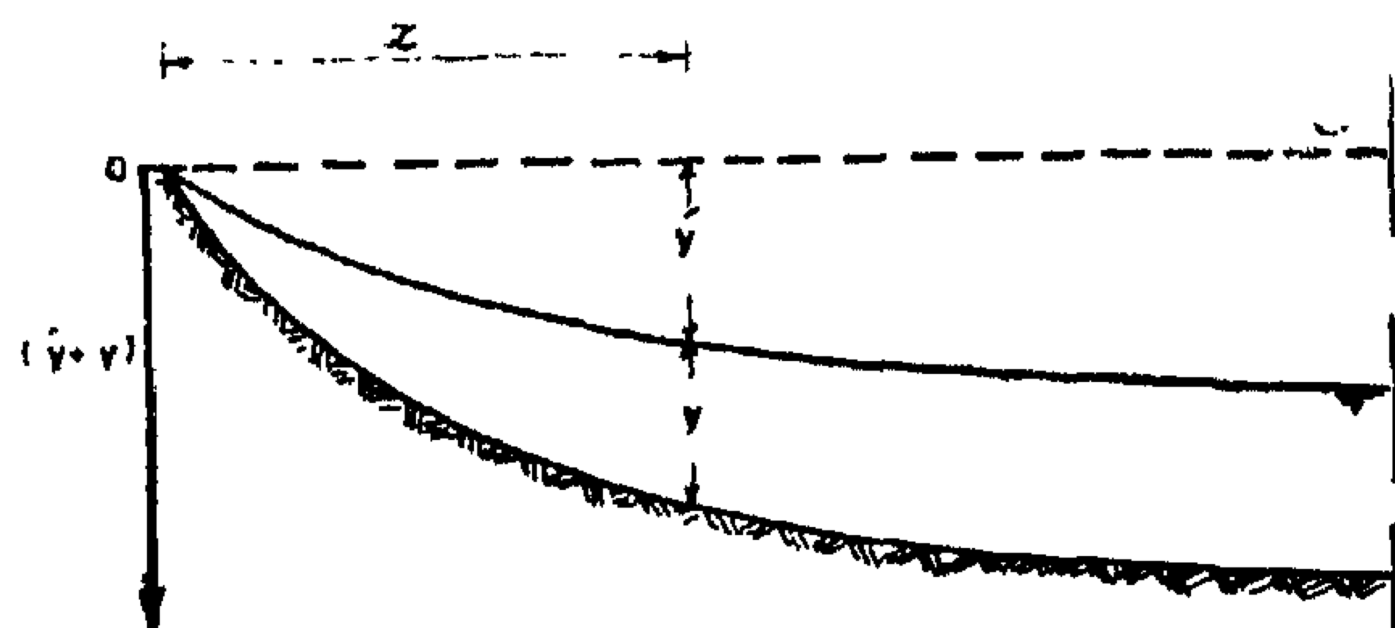


FIG 3 SYSTEM OF COORDINATES FOR ELEVATIONS

Therefore equations (5) and (8) will give the water surface elevation and the bed elevation and will be sufficient together with the chosen values of V, b and σ to determine the most favourable profile for the drain along its whole length for a given value of $\frac{dQ}{dx}$

To evaluate the constant K_1 in equation (4), we have shown previously that :

$$\frac{d\bar{y}}{dx} = \frac{v}{g} \left(\frac{2}{A} \cdot \frac{dQ}{dx} - \frac{Q}{A^2} \cdot \frac{dA}{dx} \right) + \frac{v^2 n^2}{R^{4/3}}$$

substituting $\frac{Q}{V}$ for A' $\frac{1}{V} \frac{dQ}{dx}$ for $\frac{dA}{dx}$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{v}{g} \left[\frac{2v}{Q} \cdot \frac{dQ}{dx} - \frac{Q}{vA^2} \cdot \frac{dQ}{dx} \right] + \frac{v^2 n^2}{R^{4/3}}$$

$$= \frac{v}{g} \left(\frac{2V}{x \frac{dQ}{dx}} - \frac{v}{Q} \frac{dQ}{dx} \right) + \frac{v^2 n^2}{R^{4/3}}$$

$$= \frac{v}{g} \left[\frac{2v}{x} - \frac{v}{x} \right] + \frac{v^2 n^2}{R^{4/3}}$$

$$= \frac{v^2}{gx} + \frac{v^2 n^2}{R^{4/3}}$$

Thus $K_1 = \frac{v^2}{g}$

The term $\frac{v^2 n^2}{R^{4/3}}$ can be written with reasonable approximation in the form.

$$\frac{v^2 n^2}{R} = \frac{v^2 n^2 . v}{x \frac{dQ}{dx}} (1 + 2 \sqrt{1 + \sigma^2} . {}^2/_3) b$$

Taking the water depth y to be roughly a ratio of the bed width based on Egyptian practice. The approximation made in the above term is justified by the fact that the basis of the term is the Mannings formula which though gives results fairly agreeing with practical conditions it is still emperical in nature. Therefore, the expected error in

The drop in the water surface elevation between the two sections $= d\bar{y} = -dy + S_o\,dx$

$$\therefore \frac{d\bar{y}}{dx} = \frac{dy}{dx} + S_o \text{ (Figure 2)}$$

Substituting in equation (1), then :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{V}{gA^2}\left(2A\frac{dQ}{dx} - Q\frac{dA}{dx}\right) + S_f$$

$$= \frac{1}{g}\left(\frac{2Q}{A^2}\frac{dQ}{dx} - \frac{Q^2}{A^3}\frac{dA}{dx}\right) + S_f \qquad \text{......... (2)}$$

Now, considering a field drain or a branch drain in the discharge is increasing at a uniform rate $= \frac{dQ}{dx}$ as a result of the 'direct seepage of water from the soil, thus $\frac{dQ}{dx} =$ constant depending on such factors as the amount of irrigation water applied to the land, the rate of application of this water, the soil permeability and its water retention capacity and of course on the area served by the drain.

On the other hand, for obtaining favourable conditions for non silting non scouring drain, a constant mean velocity for the flow along the whole length of the flow is adopted. This constant velocity along the whole length of the drain may be chosen as to ensure non silting, non scouring conditions in the drain or to insure unfavourable conditions for the growth of weeds along the perimeter of the drain. Insuring a constant velocity in the drain will in the same time has the advantage of giving economical drain profiles since the cross section of the drain will be gradually increasing in such a manner as to be just sufficient for transmitting the discharge.

Since V is chosen to be constant and $\frac{dQ}{dx}$ is also constant, thus the area of flow A will be proportional to x. Also $Q = \frac{dQ}{dQ}.\,x$, i.e. is proportional to x. Therefore

$$\frac{dA}{dx} = \frac{d}{dx}\left(\frac{Q}{V}\right) = \frac{1}{V}\frac{dQ}{dx} = \text{Constant}$$

substituting into equation (2), then :

$$\frac{d\bar{y}}{dx} = \frac{1}{g}\left[\frac{2x\frac{dQ}{dx}}{\text{const. } x^2}\frac{dQ}{dx} - \frac{x^2\left(\frac{dQ}{dx}\right)^2}{\text{const. } X^3}\frac{dA}{dx}\right] + S_f$$

$$= \frac{K_1}{x} + S_f$$

where K_1 is a constant.

By integration, then

$$\bar{y} = \int\left(\frac{K_1}{x} + S_f\right)dx \longrightarrow \qquad (3)$$

Since $S_f = \frac{Q^2\ n^2}{A^2\ R^{4/3}}$ where R is the hydraulic radius which increases with A, i.e. with the distance x but at slightly smaller rate than the increase of A. Accordingly it can be assumed with ressenable approximation that

$$S_f = \frac{x^2\left(\frac{dQ}{dx}\right)n^2}{(\text{const. } x^2)\ (\text{const. } x)} = \frac{K_2}{x}$$

where K_2 is constant

This assumption is justified by the fact that the uncertainty in the value of the Mannings coefficient will be of the same order of magnitude, if not more, than the uncertainty of the factor of proportionality between R and x.

Substituting into equation (3), therefore

$$\bar{y} = \int (K_1 + K_2)\frac{dx}{x}$$

$$= (K_1 + K_2)\ \text{In}\ x + c$$

Shifting the origin of x a very small distance for mathematical convenience to avoid the singularity at $x = 0$, then

$$\bar{y} = \int (K_1 + K_2)\ \text{In}\ x$$

$$= 2.3\ (K_1 + K_2)\log x \qquad (4)$$

$$= K \log X\,x \qquad (5)$$

If the inflow at section (1) is Q and the corresponding depth is y then the outflow at sec. (2) will be $(Q + \frac{dQ}{dx}. dx)$ and the corresponding depth $(y + dy)$ and the external forces acting on this element in the x — direction will therefore be :

a) The pressure force $P_1 - P_2 = \gamma A \bar{Z} - [\gamma A (\bar{Z} + dy) + \gamma dA \frac{dy}{2}]$. Where $\bar{z}$ is the height of water surface above the centroid of the crossectional area A at sec. (1) and γ is the specific gravity of the fluid.

Neglecting differentials of second order, then

$$P_1 - P_2 = - \gamma A\, dy$$

b) The component of the own weight of the fluid between the two sections = G So =

$$\gamma\, (A + \frac{dA}{2})\, dx\, So$$

$= \gamma\, A\, dx\, So$ neglecting differentials of the second order.

c) The friction force on bed and sides $= T = - \gamma\, (A + 1/2\, dA)\, dx.S_f$ where S_f = friction slope or total energy slope as obtained from some reasonable friction equation such as the Mannings formula or the Kutter formula. Taking the Mannings formula, which is the most suitable formula for Egyptian channel conditions as a basis for computing the friction slope S_f, then :

$S_f = \frac{Q^2 \quad n^2}{A^2 \quad R^{4/3}}$ where $\frac{1}{n}$ is the Mannings coefficient of roughness and R is the hydraulic radius, therefore :

$$G\, So = - \gamma\, A\, S_f\, dx = - (\gamma\, A\, dx). \frac{Q^2 \quad n^2}{A^2 \quad (R)^{4/3}}$$

neglecting differentials of second order

The resultant of these external forces on the element will be balanced by the force due to change of momentum between the two sections which is equal to :

$$\frac{\gamma}{g} Q\, V - \frac{\gamma}{g} (Q + dQ) \quad (V + dv)$$

where V is the velocity at section (1) and $(V + dv)$ is the velocity at section (2). Neglecting differentials of second order, then this force will equal to $:- \frac{\gamma}{g} \quad (Q\, dv \quad + \quad VdQ)$

Thus :

$$- \gamma\, A\, dy + \gamma\, A\, So\, dx - \gamma\, A\, S_f\, dx = \frac{\gamma}{g} (Q\, d\, v + V\, d\, Q)$$

$$\therefore dy = - \frac{1}{g} (\frac{Q}{A} d\, v + \frac{V}{A} d\, Q) + (So - S_f)\, dx$$

Since $V = \frac{Q}{A}$, $\qquad V + dv = \frac{Q + dQ}{A + dA}$

$\therefore d\, v = \frac{A\, dQ - Q\, dA}{A^2 \quad + A\, dA}$ and the above equation will reduce to :

$$dy = - \frac{V}{g} \frac{(2\, A\, dQ \;-\; Q\, dA \;+\; dQ\, dA)}{A^2 + A\, dA} + (So - S_f)\, dx$$

neglecting the differentials of second order

$$\therefore \frac{dy}{dx} = - \frac{V}{g\, A\, 2} (2\, A \frac{dQ}{dx} - Q \frac{dA}{dx}) + (So - S_f) \;\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

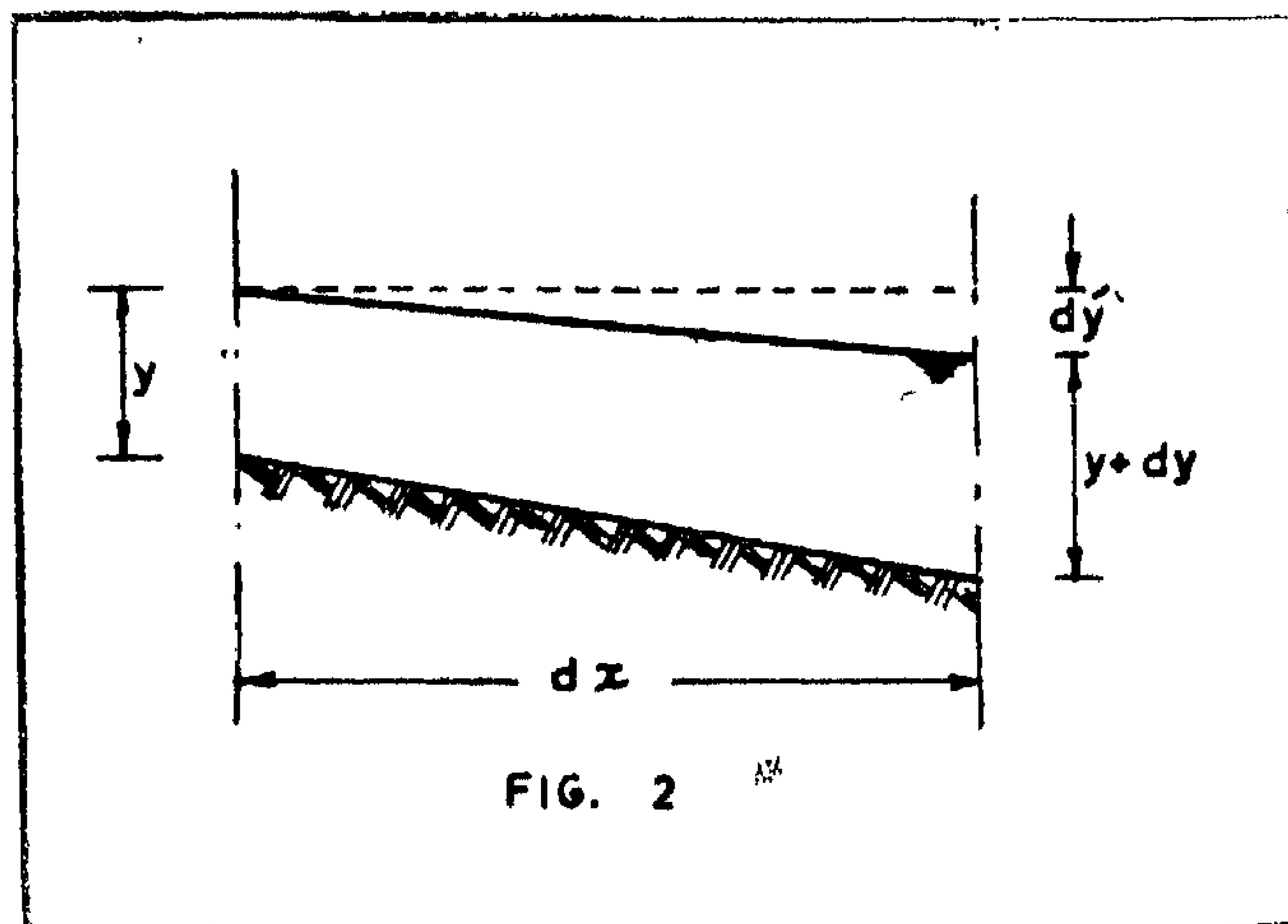


FIG. 2

ECONOMICAL DESIGN OF FIELD DRAINS

By

Dr. SAAD Z. HAMMAD,
B.Sc., M.Sc., Ph.D.

Dr. ALY ISMAIL EL-GAWHARY,
BSc., D.I.C., Ph.D.

INTRODUCTION

In the design of field drains or branch drains where the drainage water is normally received by the drain at more or less uniform rate, the designer often bases his design on the assumption of constant discharge and at convenient distances the cros-section is enlarged to account for the increased discharge. Accordingly one would expect that in the upstream reaches of the channel the cross sectional area would be overestimated with the result of having uneconomical sections. In the same time, having a constant cross section along a certain length of the drain will result in the velocity of flow being systematically increasing in the direction of flow. Accordingly unfavourable conditions concerning the silting, scouring and growth of weeds.

This work concerns the study of a new method for the design of field drains and branch drains in which the discharge is uniformly, increasing. This design is based on constant velocity along the whole length of the drain. Thus the depth of water and the bed level are uniformly varying in a more or less logarithmic manner. This constant velocity can be chosen as to ensure non-silting nonscouring conditions or to ensure unfavourable conditions for the growth of weeds. On the other hand, having the crossection just sufficient for the gradually increasing discharge will provide the most economical section for the drain.

Theory of Design :

Consider a channel of bed slope S_o a water surface slope S_s and a total energy gradient S_f, and in which the discharge increases with distance at a uniform rate = $\frac{dQ}{dx}$. Taking an element of the flow of length dx. (Fig. 1).

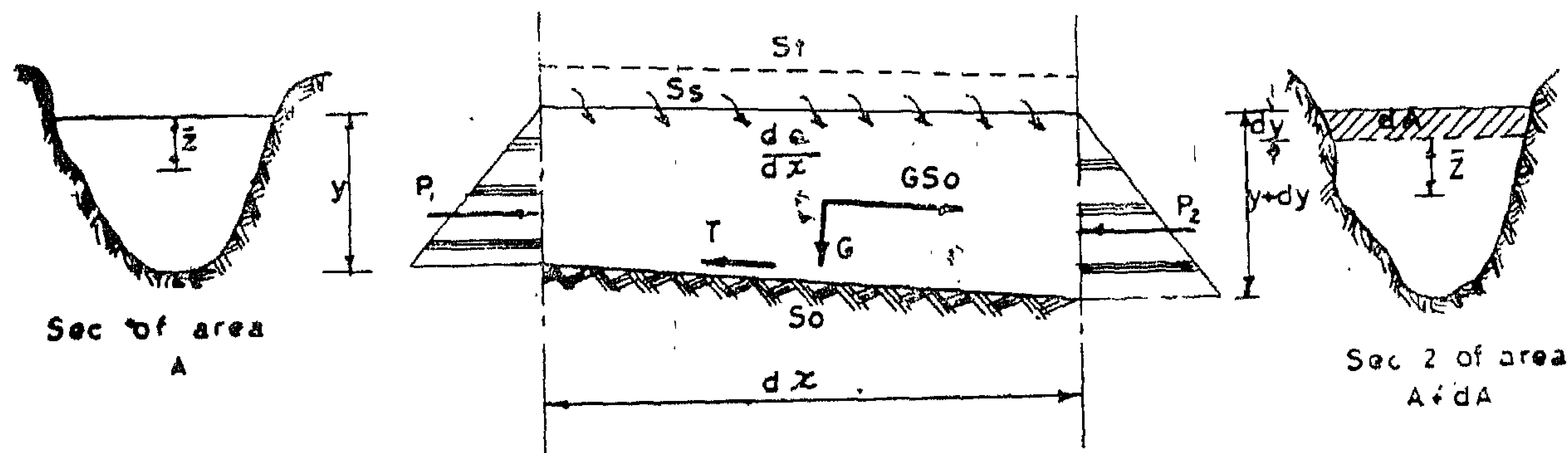


FIG. 1 _ FORCES ACTING ON AN ELEMENT OF THE FLOW

and W = 16.7500 H

which gives H = 9.22 ins. and W = 154.35 lbs This is the maximum load which could be carried by the structure before any lateral instability occurs.

For top chord loading (i.e. 3.75 inch above centroid)

H is given by 7.04 ins. and W = 118.6 lbs and for 2.75 ins. below the centroid

H is 12.903 ins. and W = 216.0 lbs.

CONCLUSION

From the given analysis, it can be seen that the lateral instability phenomenon has a tremendous effect on the load carrying capacity of such structure, in other words it can reduce the load to be 5% only of the maximum failure load.

To overcome this effect, different reinforcement can be used, but for certain requirements the zones of the top and bottom chords should be free from any external reinforcement (requirements of the monorail trusses). This condition lead to the use of the box stiffener at the mid-night of the truss. In this case the critical load becomes five times greater than that given by the unstiffened truss.

The following table summarises the results as shown :

Type of structure / Method of prediction	Exp. results in lbs.		Theoretical values in lbs.			
	Top chord loading	Bottom chord loading	Top chord loading		Bottom chord loading	
Truss alone	20	26	—	17.9	—	22.6
Truss with box stiffener	86	145	54.0	118.6	67.6	216.0

Generally, the deviation between theoretical and experimental results can be referred to the following :

1. — The material used in tests is not a common testing material for its unstable and non-homogenuous properties.

2. — The rigidity of the joints made is not guaranteed and for this reason the introduction of this rigidity factor served the actual condition of the experimented structure.

3. — The prediction of the critical load by the energy method under estimates the actual results due to the use of the first term only of Fourier series.

REFERENCES

1. Timoshenko, S : "Theory of Elastic Stability", 1936, McGraw Hill.
2. Bleich, F. : "Buckling Strength of metal structures", McGraw Hill, 1952.
3. Hrennikoff, A. : "Elastic Stability of a Pony Truss", Pub. Int. Ass. Bridge and Struct. Eng. vol. 111, 1935.
4. Timoshenko, S. : "History of Strength of Materials", McGraw Hill, 1953.
5. Southwell, R.B. : "On the Analysis of Experimental Observation in Problems of Elastic Stability", Proc. Royal Society (Series A), vol. 135, 1932.

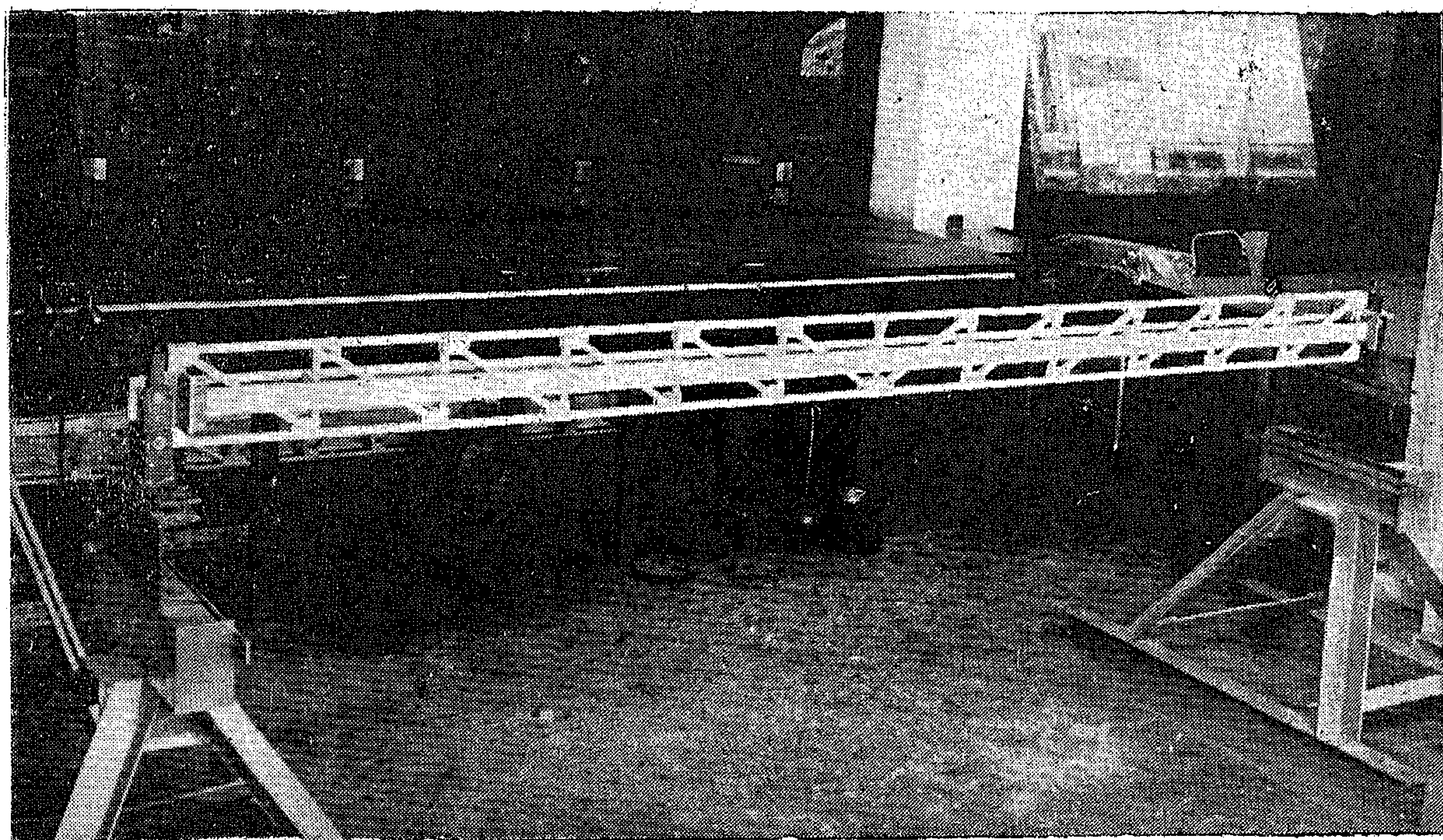


FIG. 4.1

The energy stored by diaphragms

$$= \frac{6\ EI_D}{b} \frac{\pi^2}{L^2} \beta_o^2\ H^2\ r^2\ \Sigma\ \text{Sin}\ \frac{\pi\ z}{L}$$

$$= 0.5184\ \beta_o^2\ H^2\ r^2\ (3.4792)$$

$$= 3.6072\ \beta_o^2\ H^2\ r^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (30)$$

and the energy equation becomes

$$\frac{W\ H}{2} = 0.1908\ H^2 + 112.08 + 0.3870\ H^2 +$$

$$290 + 3.6072\ H^2\ r^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(31)$$

and using the condition

$$\frac{\delta\ (U + V)}{\delta\ H} = 0 \quad \text{gives}$$

$$\frac{W}{2} = 1.1556\ H + 7.2144\ H\ r^2 \quad \ldots\ldots \quad (32)$$

for hinged connections between spare and diaphragms (i.e. r = 0), gives

H = 26.4 and W = 61.01 lbs.

which is a concentrated load applied at the centroid of the midspan.

For top chord loading (3.25 ins.) above the centroid

H = 23.37 ins. and W = 54.012 lbs.

and for 2.75 ins. below the centroid

H = 29.26 ins. and W = 67.62 lbs.

as shown in Fig. 4.2.

For a case of rigid connections between spars and diaphragms, i.e. r = 1, gives

$$\frac{W\ H}{2} = 4.1850\ H^2 + 402 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (33)$$

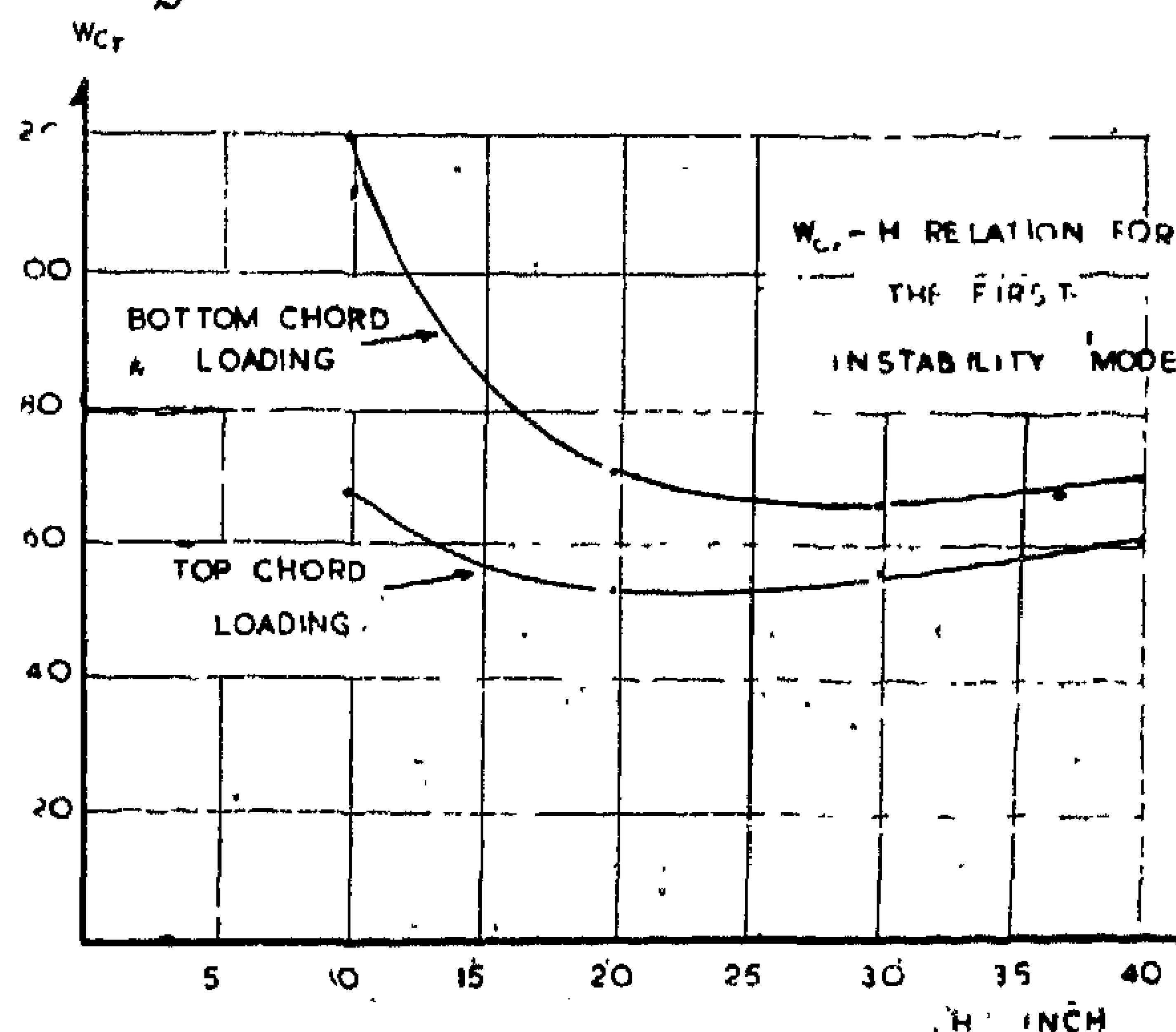


FIG 4 2

U for a diaphragm

$$= \frac{1}{2} (M_1 . \Theta_1 + M_2 \Theta_2)$$

where $M_1 = \frac{2 \, EI_D}{b} (2 \, \Theta_1 + \Theta_2)$

$$M_2 = \frac{2 \, EI_D}{b} (2 \, \Theta_2 + \Theta_1)$$

but $\Theta_1 = \Theta_2 = r . \frac{dx}{dz}$

where r is a factor depending on the rigidity of the joints between the spar and the diaphragms.

So that $U = \frac{1}{2} (2 \, M \, \Theta)$
$= M \, \Theta$

Then the energy / diaphragm

$$= \frac{6 \, EI_D}{b} \Theta^2$$

$$= \frac{6 \, EI_D}{b} r^2 \left(\frac{dx}{dz} \right)^2$$

$$= \frac{6 \, EI_D}{b} r^2 \beta_o^2 H^2 \frac{\pi^2}{L^2} \text{Sin}^2 \frac{\pi \, z}{L}$$

the total energy of diaphragms =

$$\frac{6 \, EI_D}{b} r^2 \beta_o^2 H^2 \frac{\pi^2}{L^2} \Sigma \, \text{Sin}^2 \frac{\pi \, z}{L} \qquad \ldots\ldots (24)$$

So that the total energy stored by the box stiffener =

$$\frac{\pi^4}{2 \, L^3} \beta_o^2 \left(EI_{yys} H^2 + EI_{xxs} \frac{b^2}{4} + C_1 \frac{L^2}{\pi^2}\right) +$$

$$\frac{6 \, EI_D}{b} r^2 \beta_o^2 H^2 \Sigma \, \text{Sin}^2 \frac{\pi \, z}{L} \qquad \ldots\ldots (25)$$

where EI_{yys} is the lateral flexural stiffness of spar about y-y axis

- EI_{xxs} is the vertical flexural stiffness of spar about x-x
- C_1 " " torsional stiffness of a spar
- b " " breadth of the torsion box
- EI_D " " flexural stiffness of the diaphragms
- r " " rigidity factor
- β_o " " angle of rotation of the middle section

and as shown before the energy given by the truss =

$$EI_b \frac{\pi^4}{4 \, L^3} \beta_o^2 \left(2 \, H^2 + \frac{h^2}{2}\right) + 2 \, C_b \frac{\pi^2}{2 \, L} \beta_o^2 +$$

$$\frac{C_d}{2 \, h} \Sigma \, \Theta_d^2 + \frac{C_v}{2 \, h} \Sigma \, \Theta_v^2 \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (26)$$

and the summation of the two energy equations give the total strain energy stored by the structure. From this energy and from the external work done, the value of the critical load of the stiffened truss could be obtained.

4.1 *Application of the theory to the properties of the stiffened truss*

Model 2

The new morel shown in Fig. 4.1 represents the truss after being stiffened with the box stiffener. The dimension of the box stiffener is b x d = 6 × 2 ins. The critical load was obtained using the energy method with the same procedure as before the external work done = the strain energy of the truss + the strain energy of the box stiffener. The strain energy of the truss was given by equation (26) as $\beta_o^2 (0.1908 H^2 + 112.08)$ and the strain energy of the box stiffener was as follows :

The lateral bending energy of the two spars

$$= 2 \left(EI_{yys} \frac{\pi^4}{4 \, L^3} H^2 \beta_o^2\right)$$

$$= 0.3870 \, \beta_o^2 H^2 \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (27)$$

The vertical bending energy of the two spars

$$= 2 \left(EI_{xxs} \frac{\pi^4}{4 \, L^3} b^2 \beta_o^2\right)$$

$$= 169.5 \, \beta_o^2 \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (28)$$

The twisting energy of spars

$$= 2 \left(C_v \frac{\pi^2}{4 \, L} \beta_o^2\right)$$

$$= 120.12 \, \beta_o^2 \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (29)$$

b) The strain energy of the box stiffener was obtained for each member and summation of these energies gives the total energy stored by the box stiffener.

According to fig. 3.2 representing the deformed shape of the box stiffener, the two spars are bent separately from each other. The diaphragms which connect the shear and will be distorted as shown in fig. 3.2. For such a structure, the shear associated with the lateral bending is an important factor in the design.

The amount of shear taken in the form of bending moments acting on the d'afragms depends completly on the rigidity of the connection between diaphragms and spars. Introducing a rigidity factor r, such that

$$o < r \leqq 1$$

which means that when $r = o$, the connections are considered as hinged joints.

when $r = 1$, the connections are considered as perfectly rigid.

Generally, the joints of a structure may not be either higed or fixed but something between the two. For any case, value of r could be accurately determined by testing some joints or could be estimated according to the method of connection at the joint.

In the following analysis, the theoretical calculation of the strain energy of the torsion box was obtained in terms of r, from which the two extreme cases were derived.

The strain energy of a box stiffener according to the given mode of buckling, was given by :

the lateral bending of the two spars

$$U = 2\ EI_{yys} \int_{o}^{L/2} \left(\frac{d^2\ x_2}{d\ z_2}\right)^2 dz$$

$$= 2\ EI_{yys} \frac{\pi^4}{4\ L^3}\ H^2\ \beta_o^2 \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots (21)$$

the vertical bending of the two spars

$$U = 2\ EI_{xxs} \int_{o}^{L/2} \left(\frac{d^2 y}{d\ z^2}\right)^2 dz$$

where $y = \frac{b}{2}\ \beta_o \ \text{Cos}\ \frac{\pi\ z}{L}$

gives $$U = 2\ EI_{xxs} \frac{\pi^4}{4\ L^3} \frac{b}{4}\ \beta_o^2 \qquad \ldots\ldots\ldots (22)$$

The twisting energy of spars

$$= 2\ C_1 \int_{o}^{L/2} \left(\frac{d\ \Theta}{dz}\right)^2 dz$$

$$= 2 \frac{C_1\ \pi^2}{4\ L}\ \beta_o^2 \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (23)$$

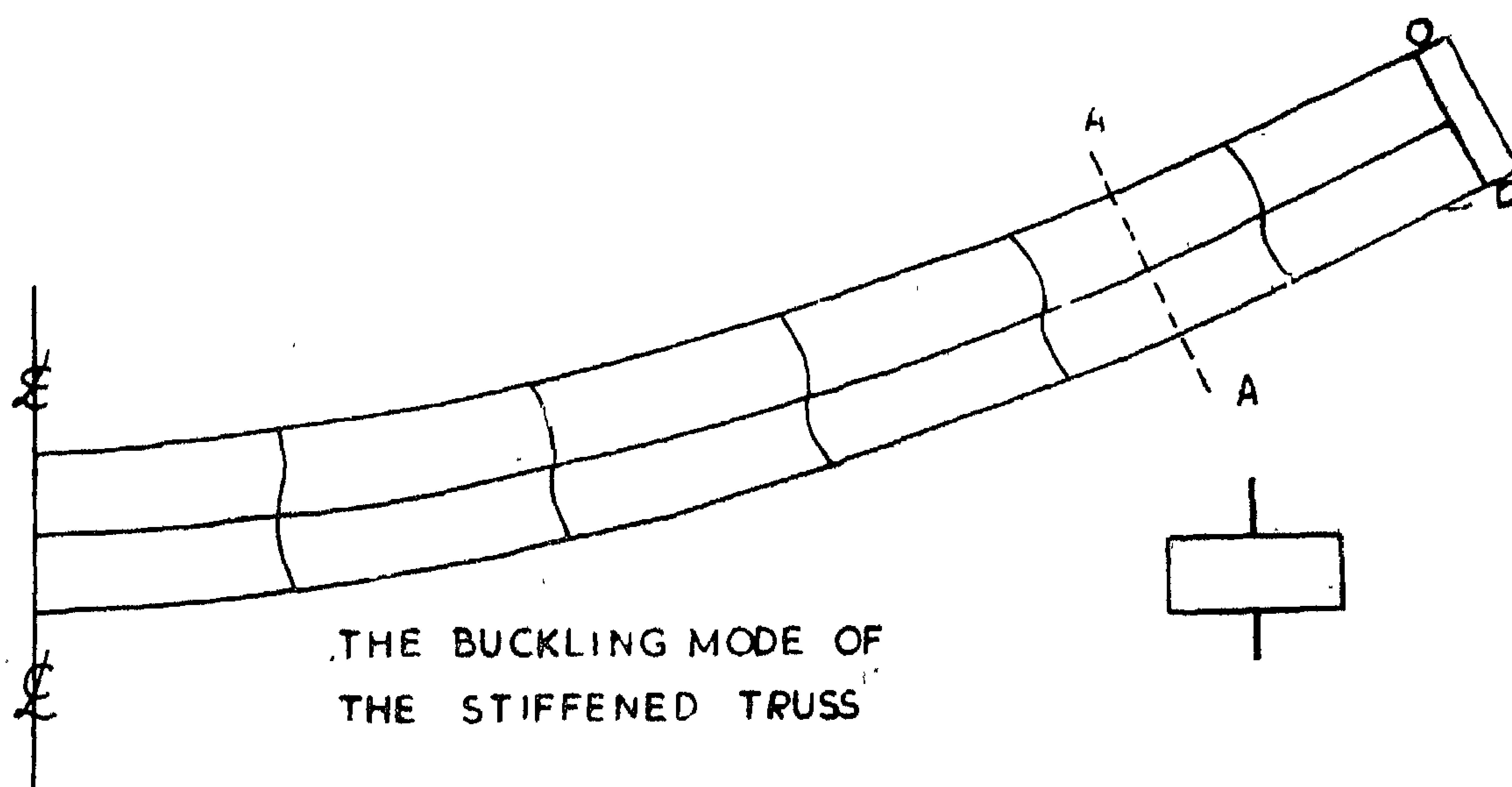


FIG 3.2

3.1 *Modifications adopted to increase stability.*

From the previous analysis, it was found that the failure due to the lateral instability of the truss occurred at a very low load, it can be as low as 5% of the crushing load. To increase the load carrying capacity of such a structure different types of reinforcement can be used.

The use of a torsion box consisting of two side spars and intermediate diaphragms was suggested to be the type of reinforcement to be studied.

The spar was made of two longitudinal booms connected together by a thin sheet. The diaphragms was made of rods covered by a sheet and was rigidly connected to the mid-height of the vertical member. The spars were fixed at the two sides of the diaphragms as shown in Fig. 3.1.

By introducing this system, the torsional and lateral flexural stiffnesses, which are the main factors affecting the stability phenomenon, were hoped to be iscreased.

To apply the previous solution of the truss alone by the use of the energy method to the present case, the same assumptions were made. In addition, it was assumed that the shear and twisting of diaphragms could be neglected.

3.2 *Theoretical analysis of a truss reinforced by torsion box stiffener.*

For this type of structure, the strain energy of the truss is small relative to that of the box stiffener. The effect of the difference in the angle of twist of the top and bottom chords to the angle β_o of the structure is very small and is neglected in the following analysis.

According to the mode of buckling shown in Figs. 3.1 and 3.2, the same procedure of the energy method was used again. From the general equation of energy, i.e. the external work done = the strain energy of the truss + the strain energy of the box stiffener, the critical load carried by the stiffened truss could be obtained.

For a load W applied at the centroid of the truss, the work done was given by equation (1) as $\dfrac{H\beta_o^2 W}{2}$

a) The strain energy of the truss is given by the same equation obtained previously, but due to the assumption of $\Theta_1 = \Theta_2 = \beta_o \cos\dfrac{\pi z}{L}$ those equations becomes :

The bending energy of the top and bottom chords $= EI_b \left(2H^2 + \dfrac{h^2}{2}\right)\dfrac{\pi^4}{4L^3}\beta_o^2$ (17)

the twisting energy of the top and bottom chords $= 2\,C_b\,\dfrac{\pi^2}{4\,L}\,\beta_o^2$ .... (18)

the twisting energy of the diagonal members

$$\frac{C_d}{2\,h}\,\Sigma\,\Theta_d^2 \qquad \text{(19)}$$

where Θ_d is the angle of twist of a diagonal member and is given by

$$\Theta_d = \left(\frac{d\,x_2}{dz} - \frac{d\,x_1}{dz}\right)\quad \cos\Phi$$

$$= \frac{\pi\,h}{L}\,\beta_o\left[\left(H + \frac{h}{2}\right)\sin\frac{\pi\,(z+s)}{L} - \left(H - \frac{h}{2}\right)\sin\frac{\pi\,z}{L}\right]\cos\Phi$$

the twisting energy of vertical members =

$$\frac{C_v}{2\,h}\,\Sigma\,\Theta_v^2 \qquad \text{(20)}$$

$$\text{where } \Theta_v = \frac{d\,x_2}{dz} - \frac{d\,x_1}{dz}$$

$$= -\frac{\pi\,h}{L}\,\beta_o\,\sin\frac{\pi\,z}{L}$$

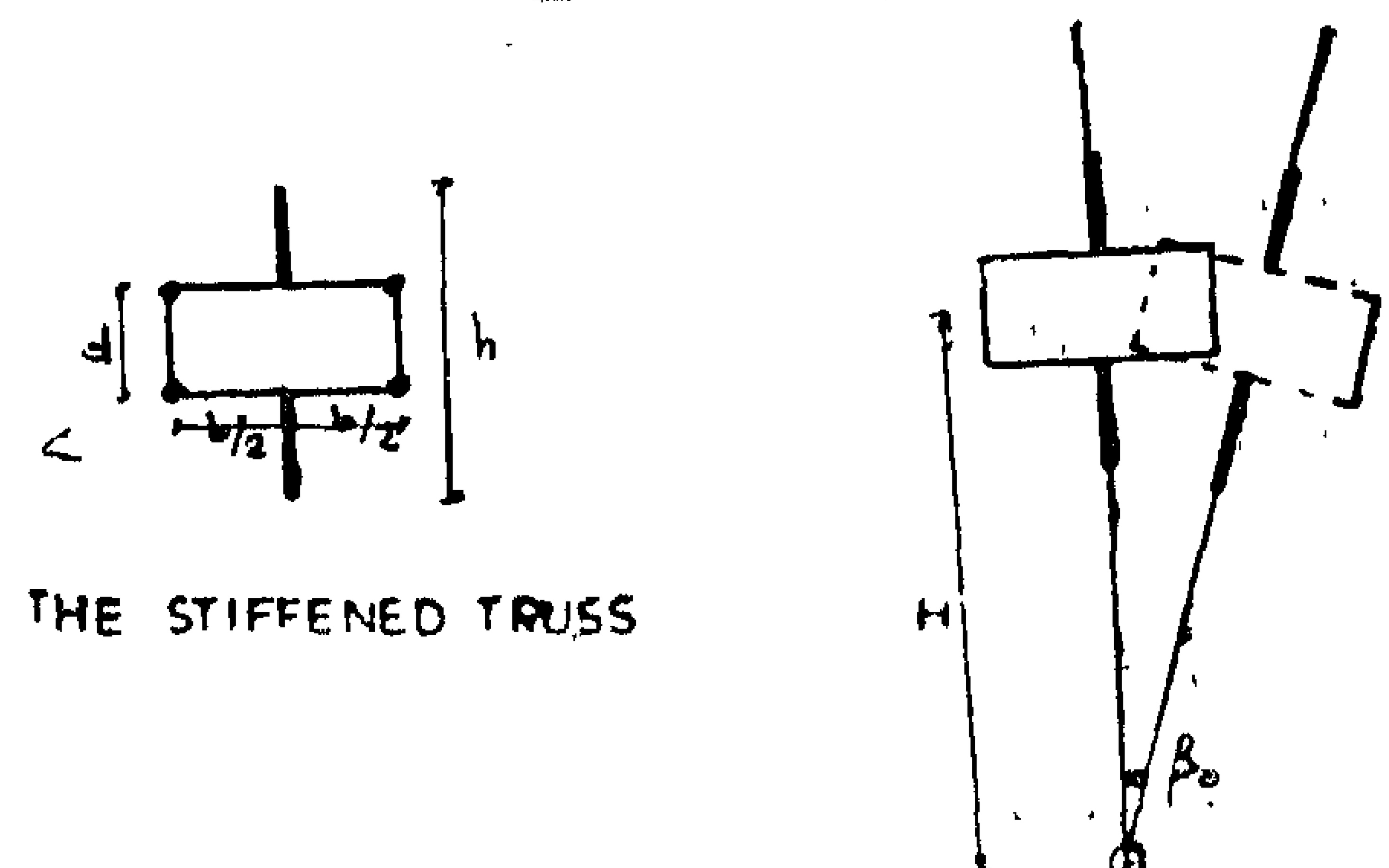


FIG. 3.1

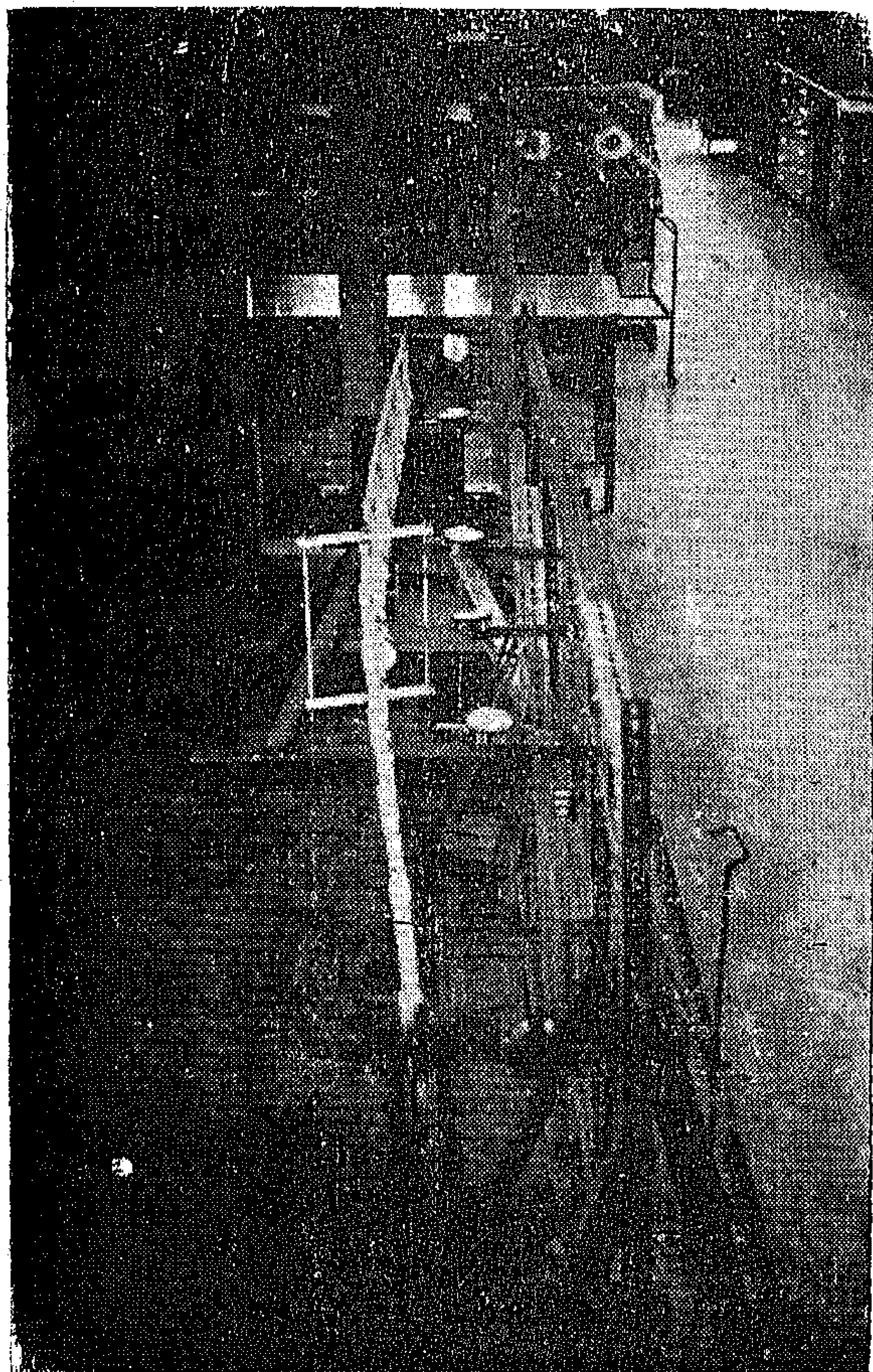


FIG. 2.4 — The lateral instability of the truss.

and $\frac{d}{d\,\delta}\left(\frac{\delta}{W}\right) = \frac{1}{W_{cr}}$

i.e. $\frac{\delta}{W}$ is proportional to δ and the slope of the graph of $\frac{\delta}{W}$ against δ is equal to $\frac{1}{W_{cr}}$

For measuring δ, an electric circuit was connected to the dial gauges. A small indicator bulb lit when the gauge plunger was pushed ino contact with a piece of metal connected to the truss so that the deflection was obtained without any disturbance of the truss.

For bottom chord loading, Southwell plot Fig. 2.6 gave the relation between $\frac{\delta}{W}$

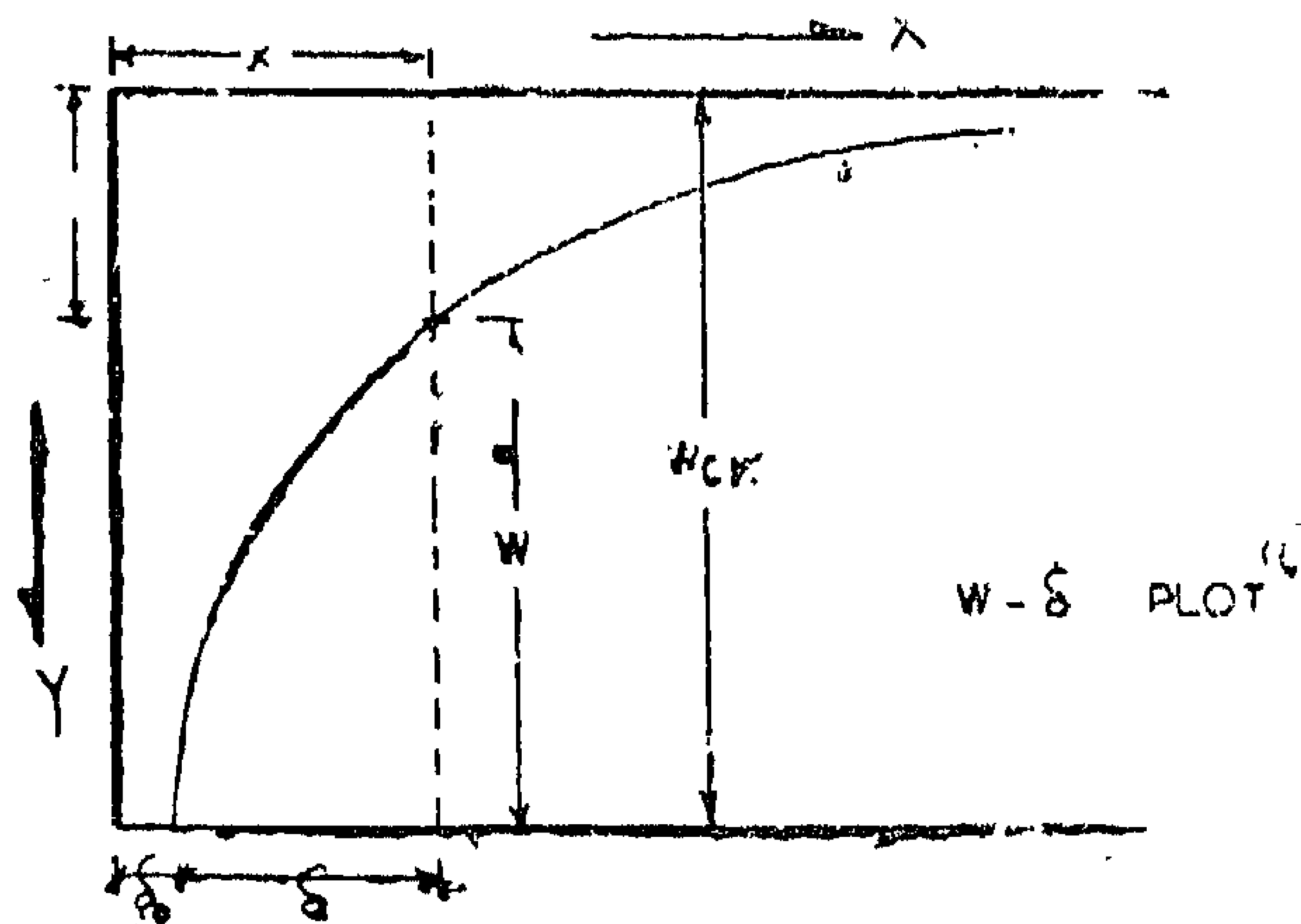


FIG 2.5

and δ as a straight line with reciprocal slope representing the critical load equal to 26 lbs. For the top chord loading Southwell plot for this case (Fig. 2.7) a straight line with reciprocal slope = 20 lbs.

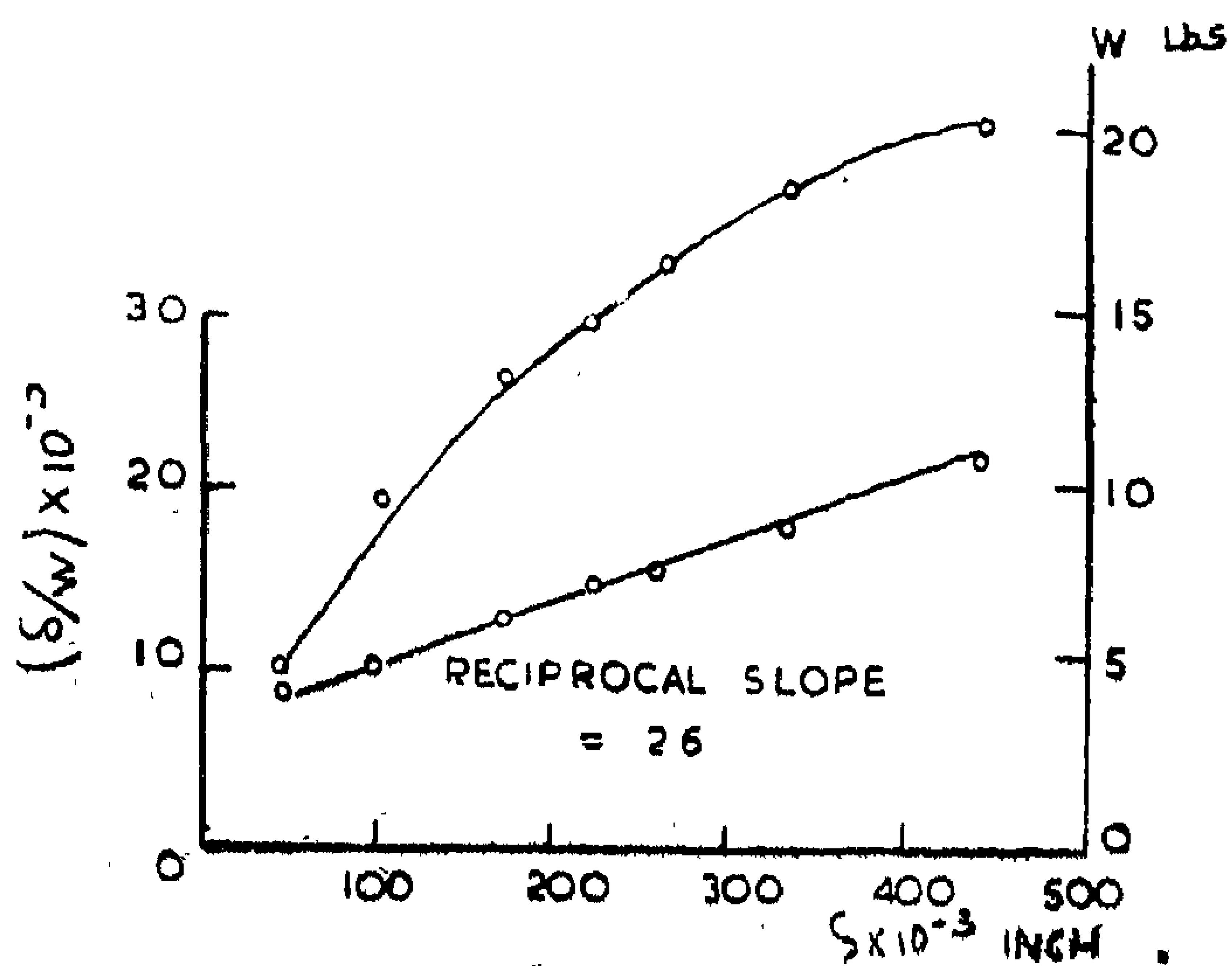


FIG 2.6

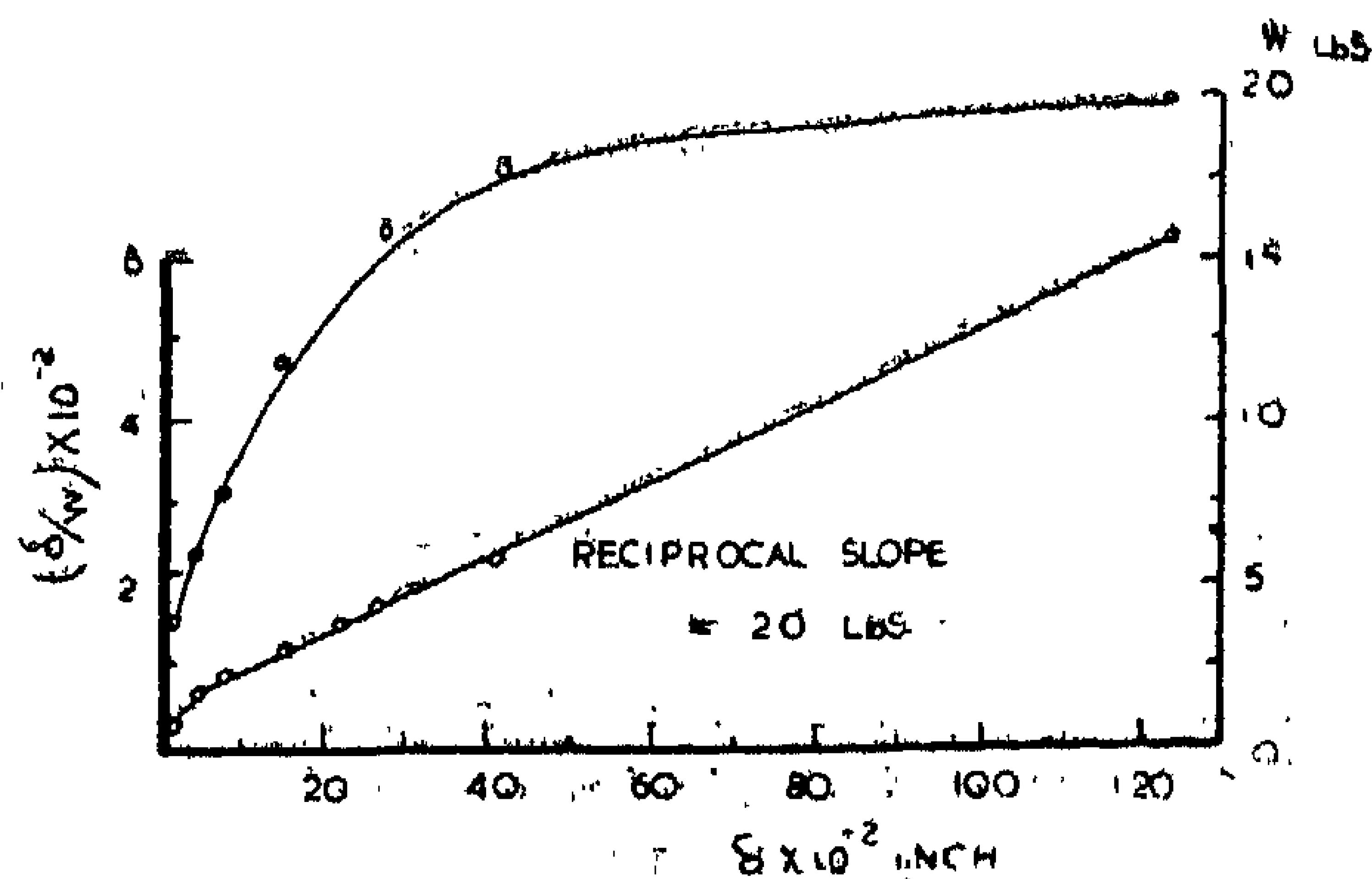


FIG. 2.7

These are the theoretical values from the stability treatment of a point load applied at the middle section of the truss and given in Fig. 2.3.

However, by ignoring stability and using the engineering approximate analysis of trusses, the maximum compressive force acting on the top boom is

$$F_{max} = \frac{WF \times L}{4\ h} \quad \ldots\ldots\ldots (16)$$

but F_{max} = The max compressive stress × cross sectional area of the boom

$= 8000 \times \frac{1}{4}$

Substituting in (16) gives

WF = 424 lbs.

i.e. the failure load is 424 lbs. as a point load applied at the midspan.

2.2 EXPERIMENTAL RESULTS

Determination of critical loads using Southwell method[5]

Observations were made of the lateral displacement of the centroid of the midspan which are magnified in the critical mode Fig. 2.4. Theoretically, the deflection should increase hyperbolically as w increases, having an asymptote at $w = w_{cr}$. This is illustrated in Fig. 2.5 in which the curve is a rectangular hyporbola having xy = constant. This constant may be taken as k.

but $x = (\delta_o + \delta)$

and $y = (W_{cr} - w)$

then $(\delta_o + \delta)(W_{cr} - w) = k\delta_o$

$$w = \frac{W_{cr}(\delta_o + \delta) - k\,\delta_o}{\delta_o + \delta} = \frac{\delta\, W_{cr}}{\delta_o + \delta}$$

$$\frac{\delta}{W} = \frac{\delta_o + \delta}{W_{cr}}$$

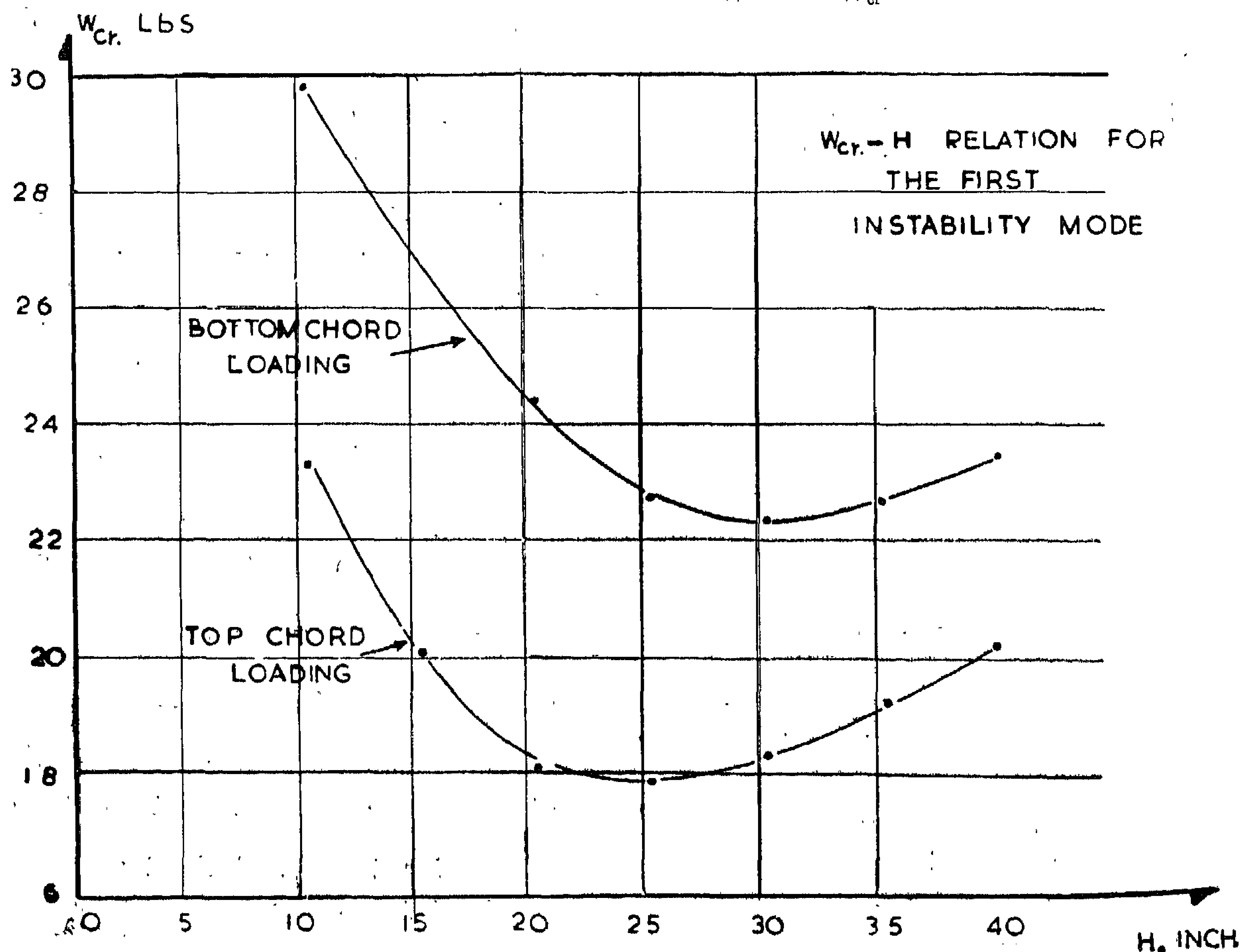


FIG. 2.3

the bending energy of diagonals = 0
the bending energy of verticals = 0
which shows that the previous analysis agrees with the theory.

The actual values of a_1 and a_2 were found from equations (11) and (12) by using the condition that $\frac{\delta (U+V)}{\delta a_1} = 0$ and $\frac{\delta (U+V)}{\delta a_2} = 0$ follows :

$$37072\, a_1 + 12798.5\, a_2 - 54135 = 0 \quad \ldots\ldots (13)$$
$$17298.5\, a_1 + 35450.7\, a_2 - 52484 = 0 \quad \ldots\ldots (14)$$

giving

$a_2 = 0.994341$ and
$a_1 = 0.996304$

so that

$a_1^2 = 0.992621$
$a_2^2 = 0.988714$
$a_1\, a_2 = 0.990665$
$a_1 + a_2 = 1.990645$

Substituting in equations (11) and (12), then the bending energy becomes :

for top and bottom chords
$= 0.190 \quad H^2 + 2.01$

for diagonal members
$= 2441\,(0.7384 + 1.0353 + 0.8560 - 2.2322 - 2.8743 + 2.4830)$
$= 15.866$ lb. in.

for vertical members
$= 4480\,(3.494 + 3.480 + 3.488 - 10.500 + 10.560)$
$= 8.96$ lb. in.

and the twisting energy becomes :

for top and bottom chords
$= 30.02\,(1.981335) = 59.47$ lb. in.

for diagonal members
$= 125.9\,(2.447 + 1.745 - 3.859 - 0.418 + 0.284 + 0.029)$
$= 28.5$ lb. in.

for vertical members
$= 22.1$ lb. in.

and the energy equation becomes :

$$W \frac{H}{2} = 0.1908\, H^2 + 2.01 + 15.866 + 8.96 + 59.479 + 28.5 + 22.1$$
$$= 0.1908\, H^2 + 136.826$$

Then $WH = 0.3816\, H^2 + 273.652$

From $\frac{\delta (U+V)}{\delta H} = 0$

W is equal to 0.7632 H .... (15)

so that $H^2 = 273.652/0.3816 = 718.15$

gives H = 26.8 ins and W = 20.461 lbs at centroid. This means that the critical vertical concentrated load applied downwards at the centroid of the middle section was 20.461 lbs.

For a load applied at a point other than the centroid, say

1) at a distance R_1 obove centroid, or
2) at a distance R_2 below centroid

The external work done was increased in the first case by a value of 1/2 WR_1, and decreased by a value of 1/2 WR_2 in the second case, i.e. for each case, the additional work done by the load must be geometrically added to the external work done.

For a case of a load applied at the top boom of the truss, i.e. $R_1 = 3.25$ ins.

then $\frac{W}{2}(H + 3.25) = 0.1908\, H^2 + 136.82$

From (15) this equation becomes

$$0.1908\, H^2 + 1.240\, H - 136.826 = 0$$

where H = 23.58 lbs. and W = 17.99 lbs.

For the case of a load applied at a distance

$R_2 = 2.75$ ins. below centroid, the equation becomes $W\,(H - 2.75) = 2(0.1908\, H^2 + 136.826)$

gives H = 29.7 ins. and W = 22.66 lbs.

$$\Sigma \frac{2\ EI_d}{h} \text{Sin}\ \Phi\ (\Theta_{10}^2 + \Theta_{10}\ \Theta_{20} + \Theta_{20}^2)_d +$$

$$\Sigma \frac{2\ EI_v}{h} (\Theta_{10}^2 + \Theta_{10}\ \Theta_{20} + \Theta_{20}^2)_v +$$

$$\Sigma \frac{C_d}{2h} \Theta_d^2\ \text{Sin}\ \Theta + \Sigma \frac{C_v}{2h} \Theta_v^2 \quad \ldots (10)$$

2.1 *Application of the theory to a model truss*

Model (1)

To apply this analysis to a real truss, a timber model was made from 1/2 × 1/2 inch uniform cross section, for all members as shown in Fig. 2.1.

The properties of the material used in construction were determined experimentally according to the B.S.S. No. 373. The properties and dimensions of the model were as follows :

$$L = 123''$$
$$h = 6.5''$$
$$\Phi = 33^\circ$$

$$I = \frac{1}{12 \times 16}\ in^4$$

$$E \text{ yellow pine} = 1.4 \times 10^6\ lb/in^2$$

$$J = 0.14\ (\tfrac{1}{2})^4 = 0.00875\ in^4$$

$$G \text{ yellow pine} = 1.73 \times 10^5\ lb/in^2$$

then $EI = 7280$ lb. in², $C = GJ = 1500$ lb. in²

and $\frac{EI\ \pi^4}{4\ L^3} = 0.0954$ Lb/in.,

$$\frac{C\ \pi^2}{4\ L} = 30.02 \text{ Lb. in.}$$

Substituting by these values in equations (2), (3), (4) and (5), the bending energy of the truss was :

for top and bottom chords

$$= 0.0954\ (2\ H^2 + \frac{h^2}{2})$$

for diagonal members $= 2441\ [\,0.769\ a_2^2 + 1.043\ a_1^2 + 08647\ a_1\ a_2 - 2.45\ a_2 - 2.885\ a_1 + 2.483\,]$

for vertical members $= 4480$ $[3.52\ a_1^2 + 3.52\ a_2^2 + 3.52\ a_1\ a_2 - 10.56\ a_1 - 10.56\ a_2 + 10.56]$ ... (11)

And substituting in equations (6), (7), (8) and (9), the twisting energy was :

for the top and bottom chords $=$ $30.02\ (a_1^2 + a_2^2)$

for diagonal members $=$ $125.9\ [2.466\ a_1^2 + 1.765\ a_2^2 - 3.896\ a_1\ a_2 - 0.420\ a_1 + 0.286\ a_2 + 0.029]$

for the vertical members $=$ $= 6.357\ (3.4792) = 22.1$ lbs. ins. (12)

As a check on these equations, assume $a_1 = a_2 = 1$ i.e. $\Theta_1 = \Theta_2 = \beta_o \text{ Cos } \frac{\pi z}{L}$ Theoretically, this means that the vertical and diagonal members are straight and there was no bending energy stored in these members due to the rotation of the structure.

Applying this condition shown in (Fig. (2.2) to the above equations, it was found that for $a_1 = a_2 = 1$

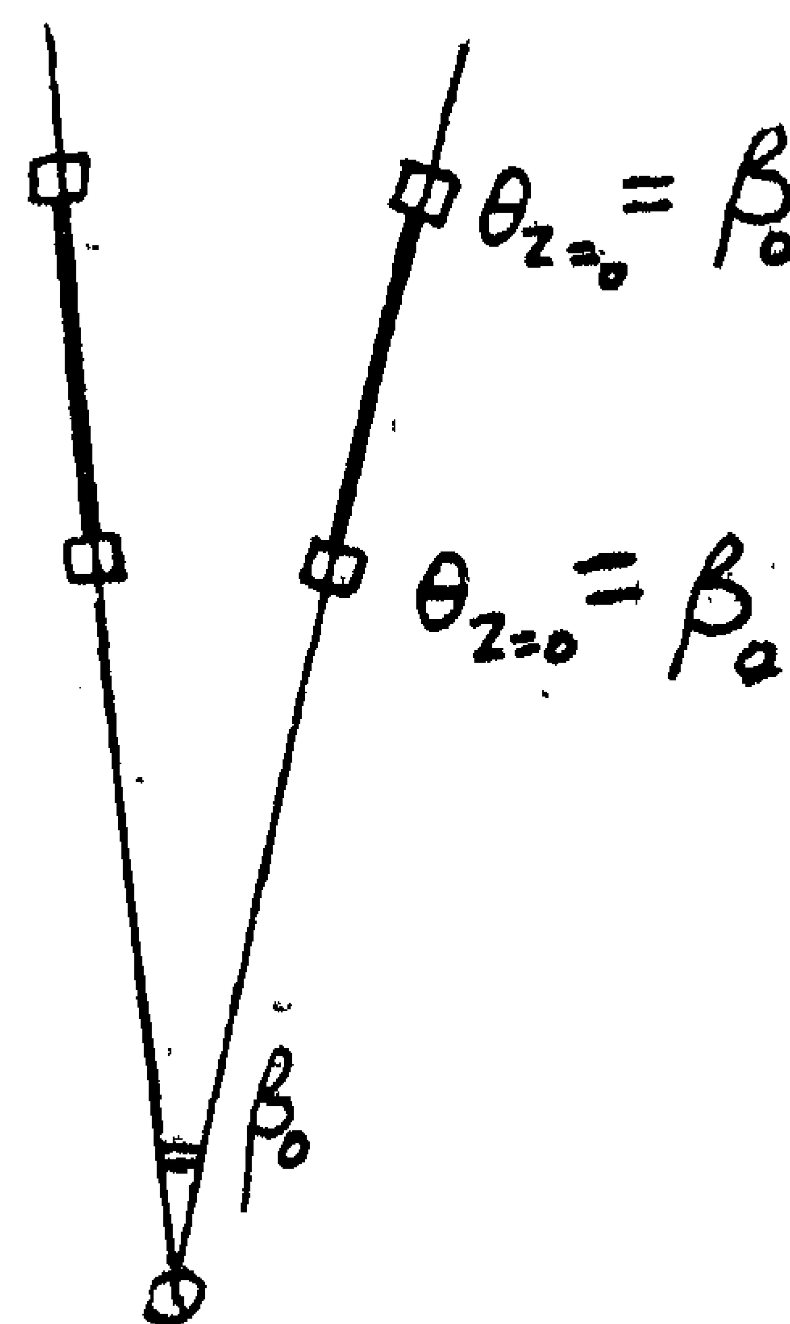


FIG. 2.2.

and the energy of a vertical member =

$$\frac{C}{2h}\Theta_v^2$$

giving the total twisting energy =

$$\Sigma \frac{C}{2h}\Theta_v^2 \quad \ldots\ldots (8)$$

d — *for diagonal member*

The end k_1 of the diagonal member $k_1 k_2$ twists about $k_1 k_2$ through the angle

$$a_1 \beta_o \operatorname{Cos}\frac{\pi z}{L}\operatorname{Cos}\Phi$$

while the end k_2 twists through the angle

$$a_2 \beta_o \operatorname{Cos}\frac{\pi (z+s)}{L}\operatorname{Cos}\Phi + \frac{\pi h}{L}\beta_o$$

$$(\operatorname{Sin}\frac{\pi (z+s)}{L} - \operatorname{Sin}\frac{\pi z}{L})\operatorname{Sin}\Phi$$

giving $\Theta_{net\ d} = a_1 \beta_o \operatorname{Cos}\frac{\pi z}{L}\operatorname{Cos}\Phi - a_2 \beta_o \operatorname{Cos}\frac{\pi (z+s)}{L}\operatorname{Cos}\Phi - \frac{\pi h}{L}\beta_o (\operatorname{Sin}\frac{\pi (z+s)}{L} - \operatorname{Sin}\frac{\pi z}{L})\operatorname{Sin}\Phi$

so that the twisting energy of a diagonal is given by

$$U = \frac{C}{2h}\Theta_d^2 \operatorname{Sin}\Phi$$

and the total twisting energy of the diagonals

$$= \Sigma \frac{C}{2h}\Theta_d^2 \operatorname{Sin}\Phi \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (9)$$

These calculations enable the designer to obtain the total strain energy stored by each member of the truss. Using the general equation of energy which states that the work done by the external force = the strain energy stored by the individual members of the structure, and using the principle of stationary total potential energy i.e.

$$\frac{\delta (U+V)}{\delta a_1} = 0 ,$$

$$\frac{\delta (U+V)}{\delta a_2} = 0 \text{ and}$$

$$\frac{\delta (U+V)}{\delta H} = 0$$

we get 4 equations in 4 unknowns, from which the quantities a_1, a_2 H and W could be determined.

Condition $\frac{\delta (U+V)}{\delta a_1} = 0$, gives

$$\frac{C_b \pi^2}{2L} a_1 \beta_o^2 + \frac{\delta}{\delta a_1}$$

$$\Big[\Sigma \frac{2 EI_d}{h}\operatorname{Sin}\Phi (\Theta_{1o}^2 + \Theta_{1o}^2 \Theta_{2o} + \Theta_{2o}^2)_d + \Sigma \frac{C_d}{2h}\Theta_d^2 \operatorname{Sin}\Theta + \Sigma \frac{2 EI_v}{h}(\Theta_{1o}^2 + \Theta_{1o}\Theta_{2o} + \Theta_{2o}^2)_v + \Sigma \frac{C_v}{2h}\Theta_v^2\Big] \equiv 0$$

Condition $\frac{\delta (U+V)}{\delta a_2} = 0$, gives

$$\frac{C_b \pi^2}{4L} a_2 \beta_o^2 + \frac{\delta}{\delta a_2}$$

$$\Big[\Sigma \frac{2 EI_d}{h}\operatorname{Sin}\Phi (\Theta_{1o}^2 + \Theta_{1o}\Theta_{2o} + \Theta_{2o}^2)_d + \Sigma \frac{C_d}{2h}\Theta_d^2 \operatorname{Sin}\Phi + \Sigma \frac{2 EI_v}{h}(\Theta_{1o}^2 + \Theta_{1o}\Theta_{2o} + \Theta_{2o}^2)_v + \Sigma \frac{C_v}{2h}\Theta_v^2\Big] \equiv 0$$

Condition $\frac{\delta (U+V)}{\delta H} = 0$, gives

$$-\frac{W \beta_o^2}{2} + EI_b \frac{\pi^4}{L^3} H \beta_o^2 \equiv 0$$

From these equations a_1, a_2 and H were determined and the minimum critical load was obtained by substituting these values in the equation

$$\frac{WH}{2} = \frac{EI_b}{4L^3}(2H^2 + \frac{h}{2}) + C_b \frac{\pi^2}{4L}(a_1^2 + a_2^2) +$$

$$\Theta'_2 = a_2\ \beta_o \text{ Cos } \frac{\pi\ (z+s)}{L} \text{ Sin } \Phi$$

$$\Theta'_1 = a_1\ \beta_o \text{ Cos } \frac{\pi\ z}{L} \text{ Sin } \Phi$$

Because of the rotation of the diagonal member and the difference of the lateral movement of the top and bottom chords then,

$$\Theta''_2 = -\ [\beta_o \text{ Cos } \frac{\pi\ (z+s)}{L} \sin \Phi + (\frac{d\ x\ 2}{dz} - \frac{d\ x\ 1}{dz}) \cos \Phi\ ]$$

$$= -\ \beta_o \text{ Cos } \frac{\pi\ (z+s)}{L} \text{ Sin } \Phi + \frac{\pi\ h}{L}\ \beta_o\ (\text{Sin } \frac{\pi\ (z+s)}{L} - \text{Sin } \frac{\pi\ z}{L}) \text{ Cos } \Phi$$

and $\Theta''_1 = -\ \beta_o \text{ Cos } \frac{\pi\ z}{L} \text{ Sin } \Phi$

Then the summation of the two modes gives the final mode as follows :

$$\Theta_{20} = -\ \beta_o\ [\text{Cos } \frac{\pi\ (z+s)}{L} \text{ Sin } \Phi - a_2 \text{ Cos } \frac{\pi\ (z+s)}{L} \text{ Sin } \Phi - \frac{\pi\ h}{L}\ (\text{Sin } \frac{\pi\ (z+s)}{L} - \text{Sin } \frac{\pi\ z}{L}) \text{ Cos } \Phi]$$

$$\Theta_{10} = -\ \beta_o\ [\text{Cos } \frac{\pi\ z}{L} \text{ Sin } \Phi = a_1 \text{ Cos } \frac{\pi\ z}{L} \text{ Sin } \Phi]$$

and the strain energy of this member is given by

$$U = \tfrac{1}{2}\ (M_1\ \Theta_{10} + M_2\ \Theta_{20})$$

where $M_1 = \frac{2\ EI_d}{h} \text{ Sin } \Phi\ (2\ \Theta_{10} + \Theta_{20})$

and $M_2 = \frac{2\ EI_d}{h} \text{ Sin } \Phi\ (2\ \Theta_{20} + \Theta_{10})$

by slope deflection method;

then $U = \tfrac{1}{2}\ \frac{2\ EI_d}{h} \text{ Sin } \Phi\ (2\ \Theta^2_{10} + 2\ \Theta_{10}\ \Theta_{20} + 2\ \Theta^2_{20})$

$$= \frac{2\ EI_d}{h} \text{ Sin } \Phi\ (\Theta^2_{10} + \Theta_{10}\ \Theta_{20} + \Theta^2_{20}) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (5)$$

This gives the bending energy of a diagonal member. The total bending energy was obtained by the summation of the energies of these members.

1.3 *The Strain Energy due to twisting*

a — *for the top chord member*

$$= 2\ \frac{C}{2} \int_o^{L/2} \left(\frac{d\ \Theta_2}{dz}\right)^2 dz$$

$$= C\ \frac{\pi^2}{4\ L}\ a_2^2\ \beta_o^2 \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (6)$$

b — *for the bottom chord member*

$$= 2\ \frac{C}{2} \int_o^{L/2} \left(\frac{d\ \Theta_1}{dz}\right)^2 dz$$

$$= C\ \frac{\pi^2}{4\ L}\ a_1^2\ \beta_o^2 \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (7)$$

c — *for a vertical member*

The end k_3 twists through the angle

$$\frac{d\ x_1}{dz}$$

while the end k_4 twists through the angle

$$\frac{d\ x_2}{dz}$$

giving $\Theta_{twist} = \frac{d\ x_2}{dz} - \frac{d\ x_1}{dz}$

$$= -\ \frac{\pi\ h}{L}\ \beta_o \text{ Sin } \frac{\pi\ z}{L}$$

Because of the rotation of the vertical member about the oxis of rotation, through the

angle $\beta_0 \operatorname{Cos} \frac{\pi Z}{L}$

then $\Theta_1'' = \Theta_2'' = - \beta_0 \operatorname{Cos} \frac{\pi Z}{L}$

and the summation of the two modes gives

$$\Theta_{1o} = -\left(\beta_0 \operatorname{Cos} \frac{\pi Z}{L} - a_1 \beta_0 \operatorname{Cos} \frac{\pi Z}{L}\right)$$

$$\Theta_{2o} = -\left(\beta_0 \operatorname{Cos} \frac{\pi Z}{L} - a_2 \beta_0 \operatorname{Cos} \frac{\pi Z}{L}\right)$$

and the strain energy of a member having two end moments being

$$U = \frac{1}{2} (M_1 \Theta_{1o} + M_2 \Theta_{2o})$$

where $M_1 = \frac{2EIv}{h} (2 \Theta_{1o} + \Theta_{2o})$

$$M_2 = \frac{2EIv}{h} (2 \Theta_{2o} + \Theta_{1o}).$$

then $U = \frac{1}{2} \times \frac{2EIv}{h} (2 \Theta_{1o}^2 + 2 \Theta_{1o} \Theta_{2o} + 2 \Theta_{2o}^2)$

$$= \frac{2EIv}{h} (\Theta_{1o}^2 + \Theta_{1o} \Theta_{2o} + \Theta_{2o}^2)$$

This gives the strain energy which is stored in a vertical member due to bending. The total bending energy of all vertical members is the summation of the energies of these members, i.e.

$$\text{i.e. } U \text{ total} = \Sigma \frac{2EIv}{h} (\Theta_{1o}^2 + \Theta_{1o} \Theta_{2c} + \Theta_{2o}^2) \quad \dots (4)$$

d — *Diagonal members.*

Any diagonal members k_1 k_2 (as shown in Fig. 1.4) has the two modes of deformation given before. If the axes 1-1 and 2-2 pass through k_1 and k_2 in the plane of the truss and because of the twisting of the booms through the angles Θ_2 and Θ_1, the tangent to the ends k_2 and k_1 rotates through the angles

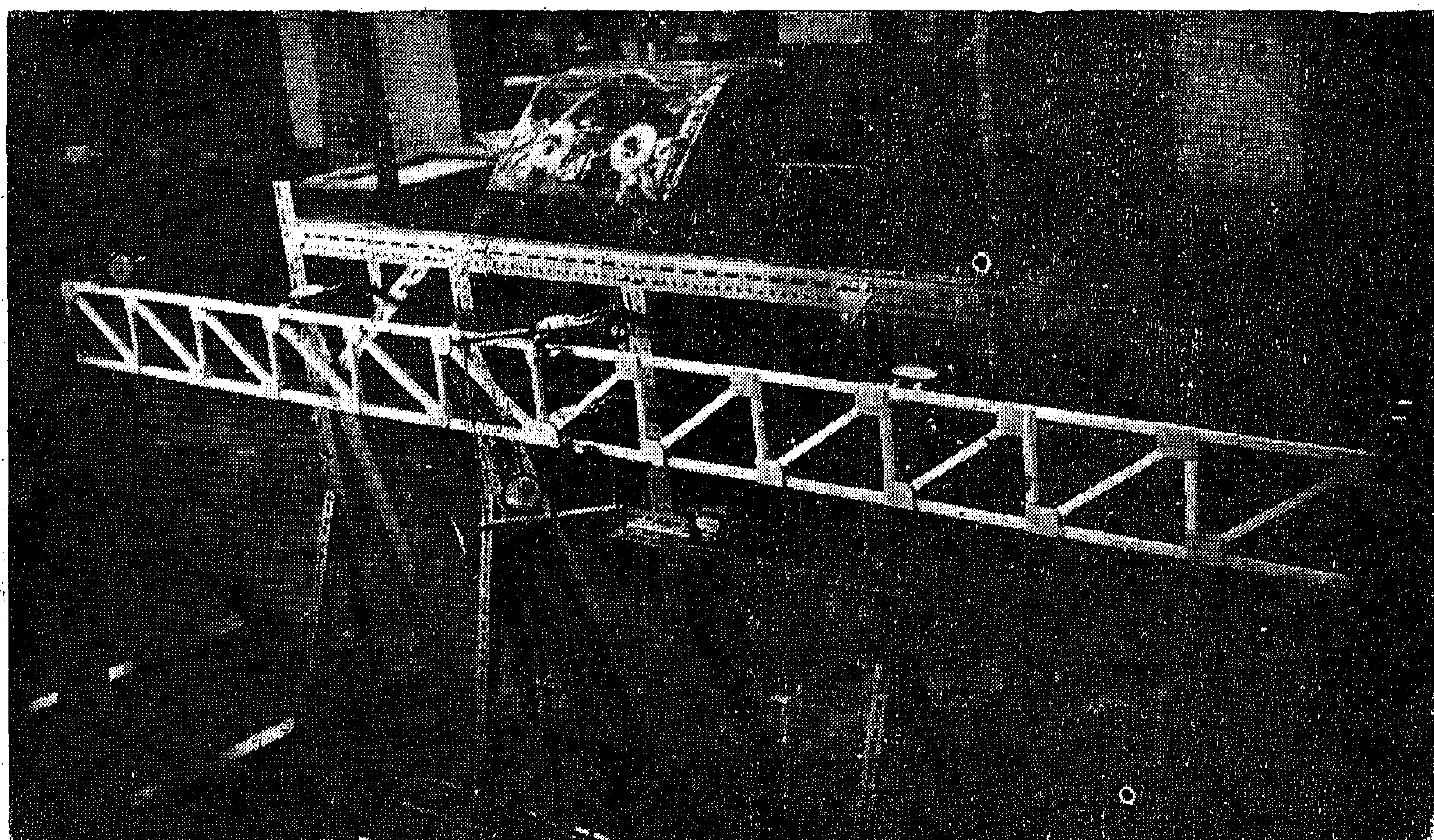


FIG. 2.1

and produces the following angles of twist (positive when rotating clockwise) :

for the bottom chord member

$$\Theta_1 = a_1 \beta_0 \text{ Cos } \frac{\pi Z}{L}$$

for the top chord member

$$\Theta_2 = a_2 \beta_0 \text{ Cos } \frac{\pi Z}{L} \qquad \text{and}$$

for the diagonal and vertical members, the angle of twist would be a function of Θ_1 and Θ_2.

From these displacements and from the principles of the energy theory, a general equation for the critical load for such a structure could be obtained.

To determine the external work done, the structure was assumed to deflect in the following two stages :

1. The load w is applied and the truss is allowed to deform in the vertical plane while the sideways movement is suppressed. In this stage deformations are very small and the strain energy is negligible compared with that of stage 2.
2. With W constant the truss is allowed to sway sideways.

However, the external work done by the load W is given by $V = W \Delta$

where Δ is the vertical component of the lateral movement. From Fig. 1.3 the value of Δ is given by geometry as

$$\Delta = H (1 - \text{Cos } \beta_0)$$

$$= H \left(1 - 1 + \frac{\beta_0^2}{2!} - \frac{\beta_0^4}{4!} + \ldots\right)$$

Neglecting terms of higher orders as β_0 is comparatively smaller than unity,

$$\text{then } \Delta = \frac{H \beta_0^2}{2}$$

and the external work done is given by

$$V = \frac{W H \beta_0^2}{2} \qquad \ldots\ldots\ldots (1)$$

The internal strain energy for the structure was obtained for each member separately due to the bending and twisting energies as follows

1.2 *The strain energy due to bending*

a — *for the top chord*

$$U = 2 \frac{E I_b}{2} \int^{L/2} \left(\frac{d^2x_2}{d z_2}\right)^2 d z$$

$$= E I_b \int_0^{L/2} (H + \frac{h}{2})^2 \beta_0^2 \frac{\pi^4}{L^4} \text{Cos}^2 \frac{\pi z}{L} d z$$

$$U = E I_b (H + \frac{h}{2})^2 \frac{\pi^4}{4 L^3} \beta_0^2 \qquad \ldots\ldots\ldots (2)$$

b — *for the bottom chord*

$$U = 2 \frac{E I_b}{2} \int_0^{L/2} \left(\frac{d^2x_1}{d z^2}\right)^2 d z$$

$$= E I_b \left(H - \frac{h}{2} \right)^2 \frac{\pi^4}{4 L^3} \beta_0^2 \qquad \ldots\ldots\ldots (3)$$

c — *for vertical members*

Any vertical member k_3 k_4 (shown in Fig. 1.4) has two modes of deformation, one mode due to the twisting of the booms and the other mode due to the lateral movement of the structure and the rototion of the member itself, as shown in Fig. 1.4.

To determine these deformations, assume two axes 3-3 and 4-4 through k_3 and k_4 respectively, in the plane of the truss (oyz plane).

Due to the twisting of the top and bottom chords through the angles Θ_2 ond Θ_1, the tangent to the two ends k_4 and k_3 of the vertical member rotates about 4-4 and 3-3 through the angle

$$\Theta'_2 = a_2 \beta_0 \text{ Cos } \frac{\pi Z}{L}$$

$$\Theta'_1 = a_1 \beta_0 \text{ Cos } \frac{\pi Z}{L}$$

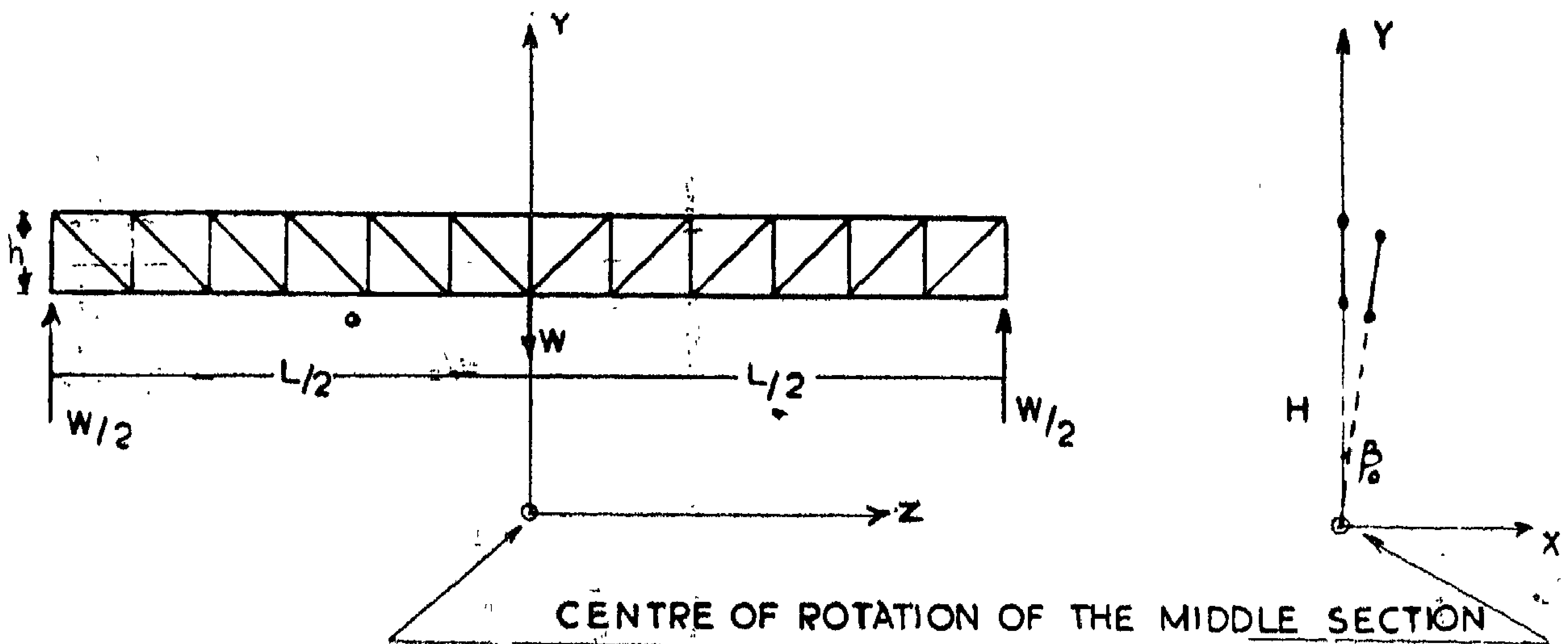
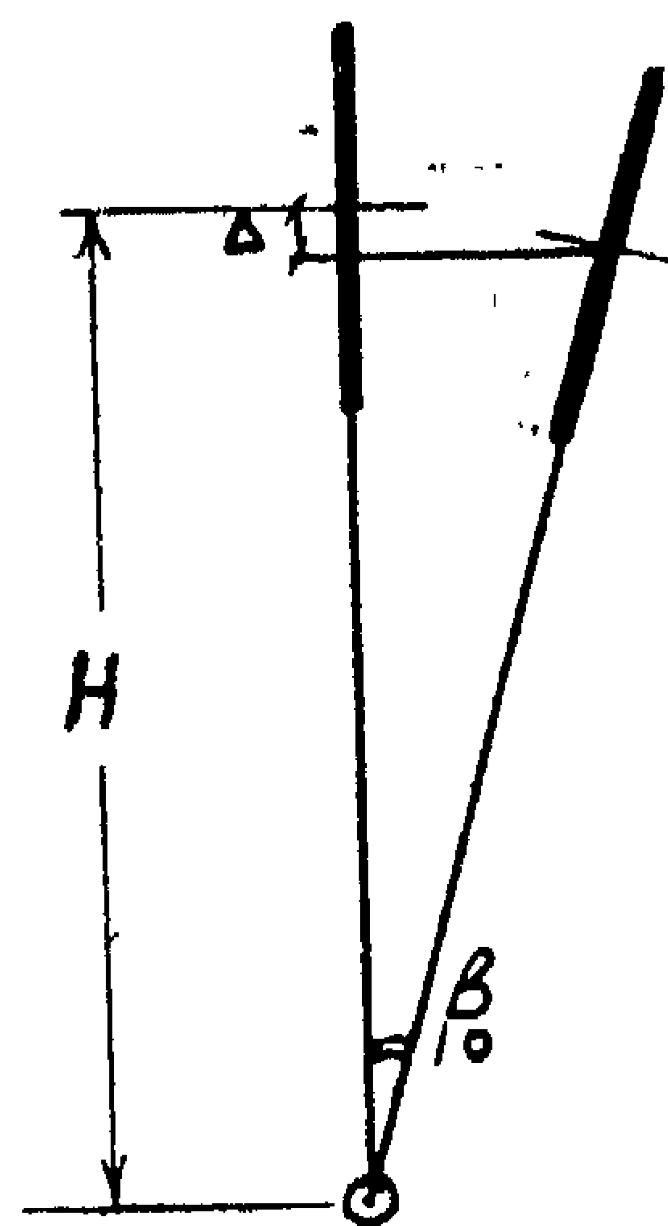


FIG. 1.2



$$\Delta = H(1 - \cos \beta_o)$$

FIG 1.3

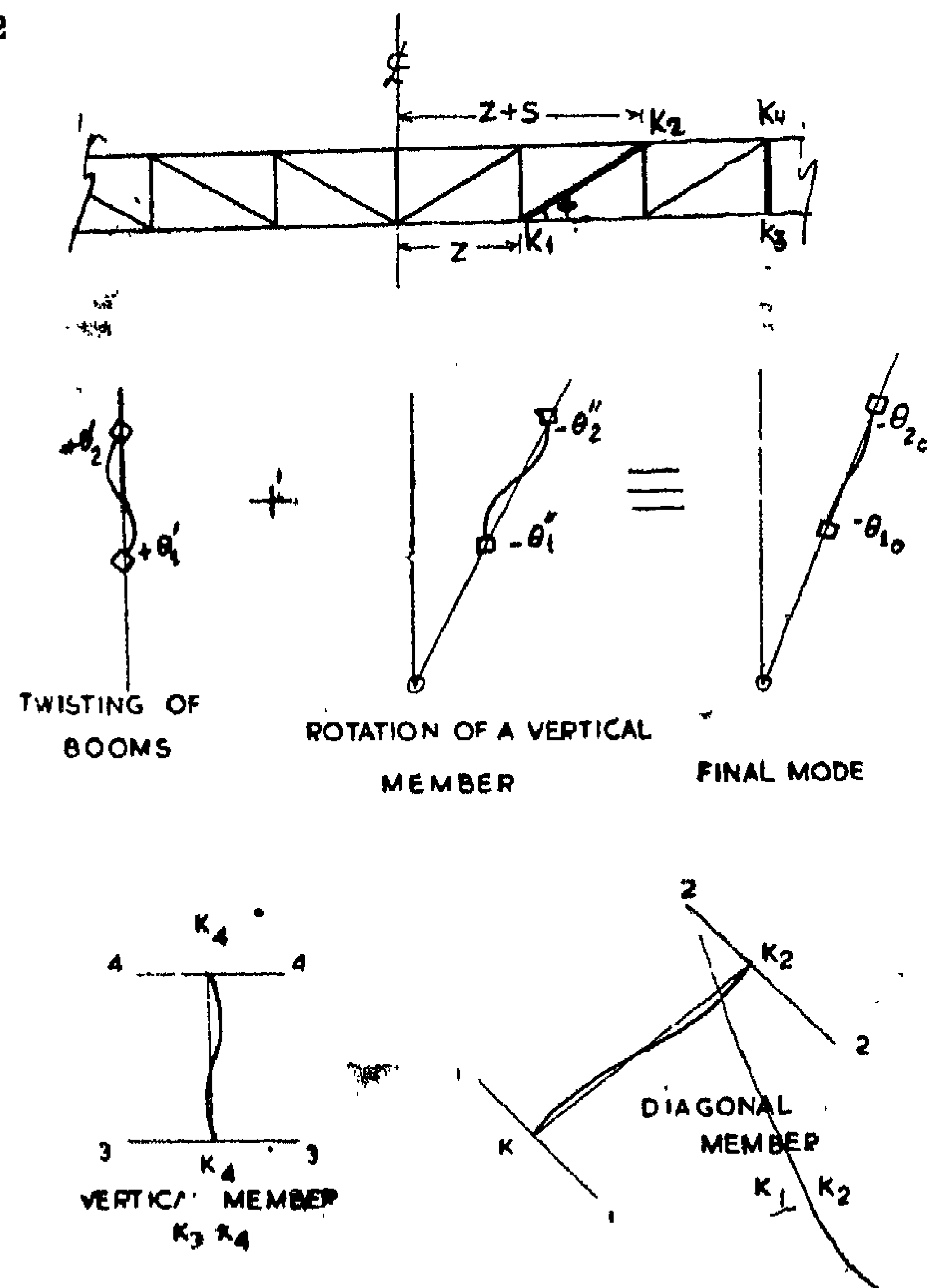


FIG. 1.4

so that the horizontal displacement along the mid-height of the truss is given by

$$x = H\beta_o \cos \frac{\pi z}{L}$$

for the bottom chord member,

$$x = (H - \frac{h}{2})\beta_o \cos \frac{\pi z}{L}$$

and for the top chord member

$$x_2 = (H + \frac{h}{2})\beta_o \cos \frac{\pi z}{L}$$

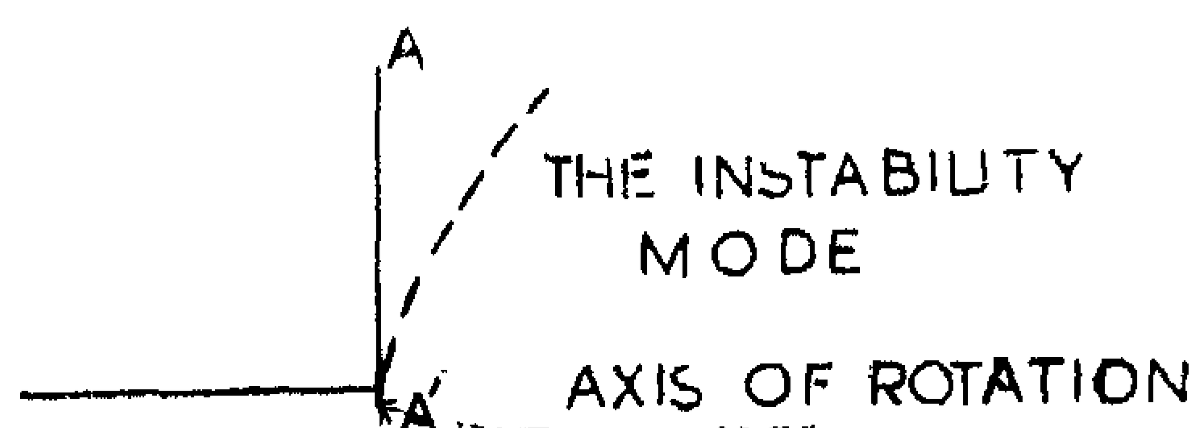
Because of the rotation of the truss about the axis of rotation, a system of twisting moments acts on the individual members

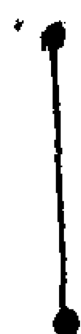
Engesser, Zimmermann and Jasinski[4] were the first to investigate the lateral instability problems which arise from the Pony trusses.

The early approximate solution given by Engesser in 1884, gives a good result for a truss horizontally restained along the tension chord. However, the case of a truss free from restraints or a truss reinforced by a certain stiffener at its mid-height, have not yet been investigated.

In this paper, an approximate solution was made for a truss with no restraint at the tension boom and free to rototate about any horizontal axis of rotation when lateral buckling occurs (Fig. 1.1).







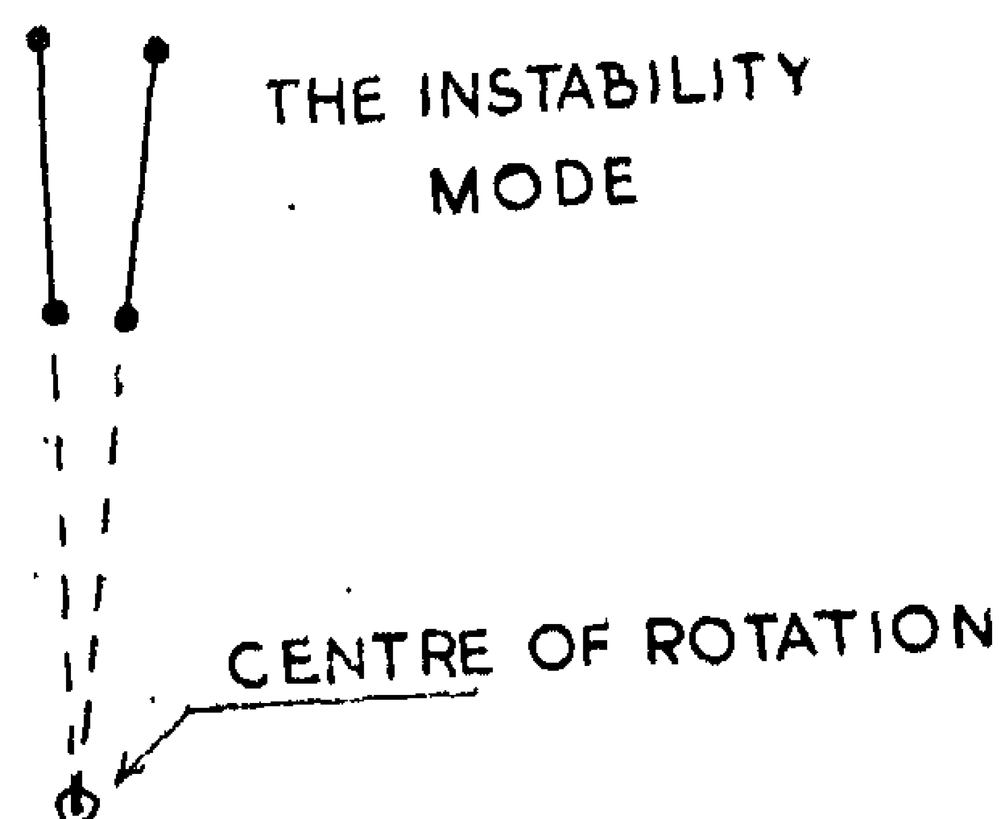


FIG 1.1

1.1 *The Theoretical Analysis using the Energy Method.*

In this treatment the truss is considered as a whole, i.e. account is taken of the flexural and torsional rigidities of all members.

The analysis was applied under the following conditions :

1. The material behaves elastically under load.
2. The joints are rigid and the members are prismatic between panel points.
3. The vertical deflection of the truss is negligible compared with the lateral deflection.
4. The energy due to the axial forces is negligible.

It was also assumed that the structure in the buckling state rotates about an axis of rotation. The distance between the centroid of trusss and the centre of rotation of the middle section was given by H, as shown in Fig. 1.2.

The horizontal displacement at any point may be given by

$$x = A_1 \cos \frac{\pi z}{L} + A_2 \cos \frac{3 \pi z}{L} + A_3 \cos \frac{5 \pi z}{L} + $$

as an approximation, only the first term of the series is considered, and it becomes

$$x = A_1 \cos \frac{\pi z}{L}$$

for $z = 0 , A_1 = \beta_0 y$

INVESTIGATION ON THE LATERAL INSTABILITY OF A MONORAIL TRUSS

By

*ELSAYED ELBADAWY ABDELMIGID
B.Sc., M.Sc. Tech., Ph.D., A.M.I. Struct. E.

INTRODUCTION

Time is the most important factor of modern living. Transportation is considered as one of the agencies which consume time, so, high speed travelling is one of the main objects in these days.

For long distances, aircraft were invented to save passenger's time by flying at very high speed, but within capitals and city districts high speed transportation is the problem now.

As a solution for this problem, the next transport age should be started in the form of suspension trains on monorails. This method of transportation have been already used in Japan and the United States, the monorail idea was also shown at the New York World's Fair in 1964.

The monorail structure can be chosen in the form of a Lattice Girder. The 1st obstacle faced the designer in such a structure is the lateral instability effect.

So, in this paper, an investigation on this phenomenon is made on a very simple manner i.e. a simply supported N-truss was chosen and a concentrated load was used to represent the moving coach.

Notations

b Breadth of the box stiffener.

d Depth of the box stiffener.

C Torsional rigidity of a section and equal to GJ.

E Young's modulus of elasticity.

G Shear modulus of elasticity.

h Height of the truss.

H Distance between centroid of the truss and the centre of rotation of the middle section.

I The second moment of area (moment of Inertia).

J The torsion constant.

L Total length of the truss.

Δ Vertical displacement.

ξ Horizontal displacement.

Φ Angle between diagonal members and top or bottom chords.

β_0 Angle of rotation of the middle section of the truss.

Θ Angle rotation for individual member.

Any other notation will be defined as it appears in the text.

Review

The solution of the problem of lateral instability of beams [1, 2] and trusses [3] known in the literature does not cover the entire range of cases arising in practice. For instance, the case of a truss horizontally restrained along the tension edge was investigated by several people.

* Lecturer in the structural Engineering Department, Faculty of Engineering, Cairo University.

CONCLUSION

After this study it is clearly seen that the fuel expenses at sea represents a great percentage of the total costs per year. When considering the normal sea factor for cargo vessels, this percentage increases when related to the daily expenses as shown in Fig. (2).

As the fuel and oil expenses are the main items of the variable expenses, any improvement in the engine performance leads to the reduction in the total cost. In the same time the rate of fuel consumed must be always controlled.

The improvement of the engine performance may be attained by :

— The continuous control of fuel and oil consumption.

— Continuous and periodical maintenance to raise the level of performance.

— Testing of the engine performance and its study to predict the required time for overalling.

This improvement reduces the fuel and oil consumed and hence a percent of the total costs.

The power of the diesel generators must be studied carefully and kept to minimum not only to reduce the initial cost but also to reduces the variable expenses during the operation.

Great attention must be paid to the oil consumption due to its higher effect on the overall costs.

The use of such charts to control the fuel and oil consumption of a running fleet is advisable, specially for controlling engine performances.

REFERENCES

1. Alf J. Stromsted : Factors in fluencing the selection of ship Board Auxiliary power-plant, SNAME, Jan. 1960.
2. Mau. G. : Auslegung von Schiffsmotorenanlagen, HANSA, 103 J- 1966, Nr 12.
3. Goeritz Günter : Multimomentaufnahmen im Schiffsbetriebe, HANSA, 103 J, 1966, Nr 15.
4. Gassner, V. : Vergleichende Untersuchung Ueber die. Gestehungskosten electrischer Energy an Bord von Handlesshiffen mit Dieselgeneratorsätzen und Wellengeneratoren, HANSA, 102 J, 1965, Nr 18.
5. Plaum, W. : Vergleichende untersuchungen an einem Schiffsdieselmotor bei Betrieb mit leichten und schweren Brennstoffen, (BORSIG).
6. Illies, K. : Beitrag zu der Frage Dempt oder Motorantrieb für Handlesshiffe. Jahrbuch der Schiffbaitechnishen Gesselshaft 57. Band 1963.

This percent increase in fuel consumption due to the oil consumption is shown in Fig. (10) for different oil and fuel consumption rates.

2 — Fuel and oil consumed in port

When the vessel is in port, only the generators are in operation. In this case two cases to be studied.

A — In port while cargo-handling

In this case the load factor φ changes to its maximum value and reaches about 0.52. The amount of fuel and oil consumed can be calculated as follows :

i — Fuel consumed

The weight of fuel consumed per day Wf P.

$$W_{fp} = \bar{b}e \,.\, \varphi \,.\, G.\,HP.\, 24 \times 10^{-6}\ t/day$$

When G.HP = 0.15 S HP

$$W_{fp} = 1.1 \times 0.15 \times 0.52 \times 24 \times 10^{-6} \times be \times S\ HP\ \ S.\ HP$$

$$= 2.06 \times be \times S\ HP \times 10^{-6}\ t/day$$

The percent of the fuel consumed in port to the fuel consumed at sea is shown in Fig. (12) for different G.HP/S.HP ratios.

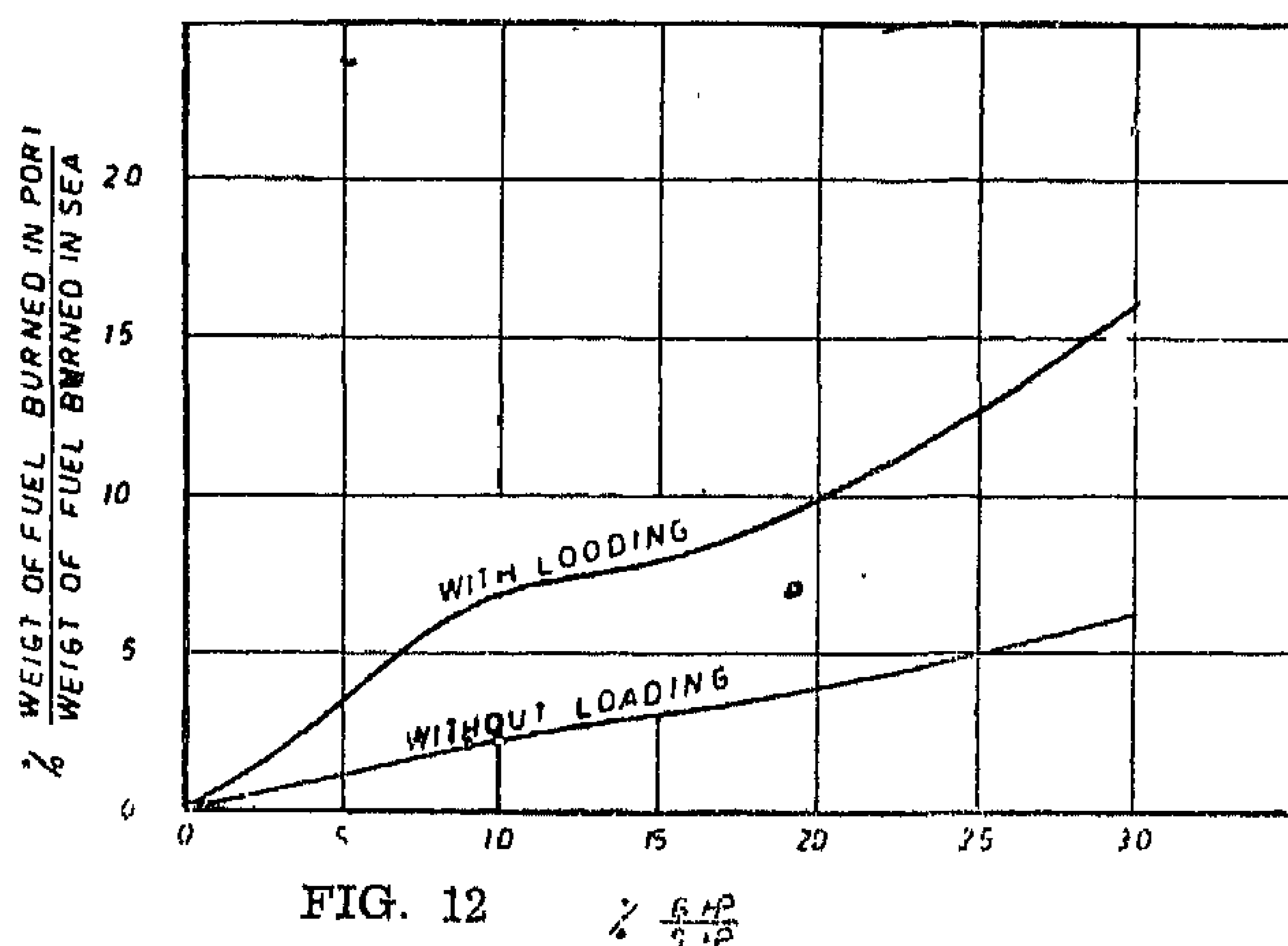


FIG. 12 % G HP / S HP

b — Lubricating oil consumed

The amount of oil consumed W ö p = bo.

φ G HP .24 × 10^{-6} t/day.

The percent of Wop to the oil consumed at sea is shown in Fig. (13) for different G HP/S HP ratio.

B — In port without cargo-handling

In this case the loading equipment are stand still the loading factor of the diesel-generator reaches it minimum value.

i — Fuel consumed

The weight of the fuel consumed in this case can be calculated in the same way as before. The percentage of fuel consumption is shown in Fig. (12).

ii — Oil consumed

The oil consumption can also be calculated in the same way and is introduced in Fig. (13).

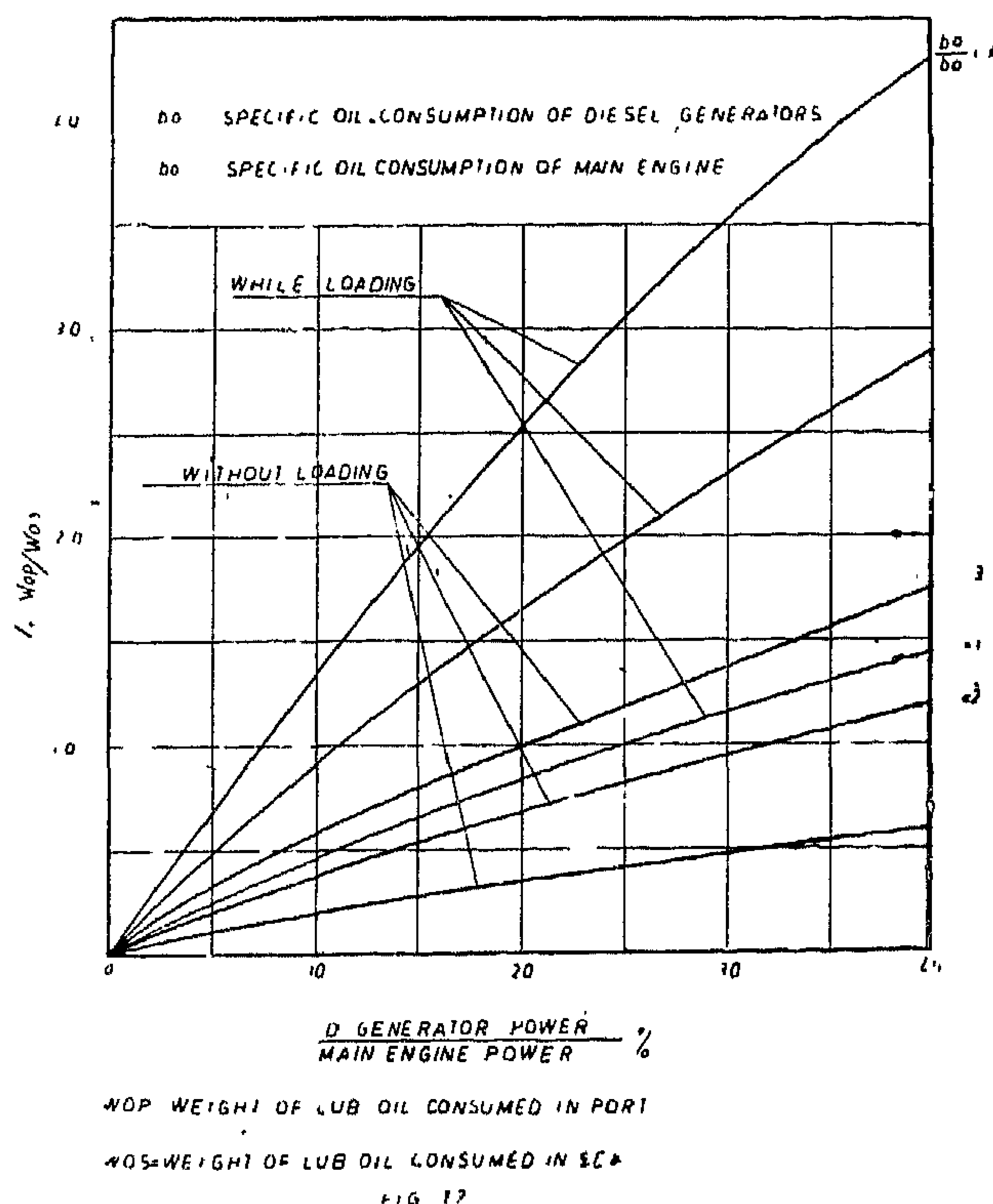


FIG 13

Equivalent fuel Consumption W equ.

The total amount of fuel and oil consumed by the main engine and the diesel-generator can be represented

$$by = S\,HP\,(be + bo) + \varphi\,G.\,HP\,(\bar{be} + \bar{bo})$$

where

S.HP = main engine power

G.HP = generator power

be = brake specific fuel consumption of main engine

bo = brake specific oil consumption of main engine

$\bar{be}$ = brake specific fuel consumption of diesel-generator

$\bar{bO}$ = brake specific oil consumption of diesel-generator

If we consider the price of the lubricating oil 20 times that of the fuel oil, then the amount of oil consumed can be multiplied by 20 to give the equivalent amount of fuel oil.

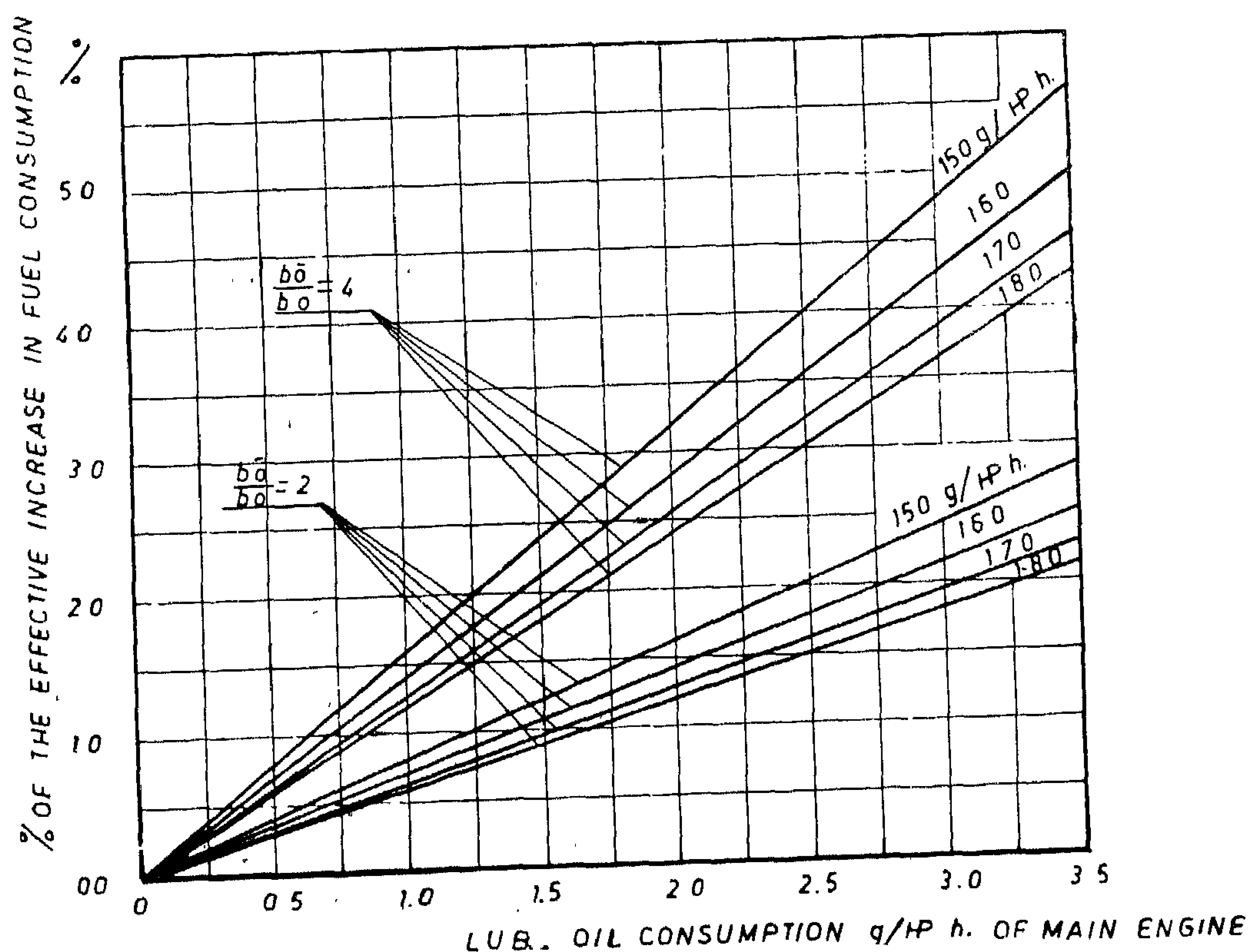
Considering that $\bar{be}$ = 1.1 be and $\bar{bo}$ = 4 bo

The equation will be

$$= S\,HP\left[\left(be + \frac{\varphi.G\,HP}{S.\,HP} \times 1.1\,be\right) + \left(bo + \frac{\varphi G.H}{S.H.} \times 4\,bo\right)\right]$$

$$Weqv = S\,HP\,[(1.07\,be + 20)\,(1.24\,bo)]$$

percent increase due to the oil consumption $= \dfrac{24.8\,bo}{1.07\,be}$



$\bar{bo}$ = RATE OF OIL CONSUMPTION OF DIESEL GENERATOR

bo = RATE OF OIL CONSUMPTION OF MAIN ENGINE

FIG. 11

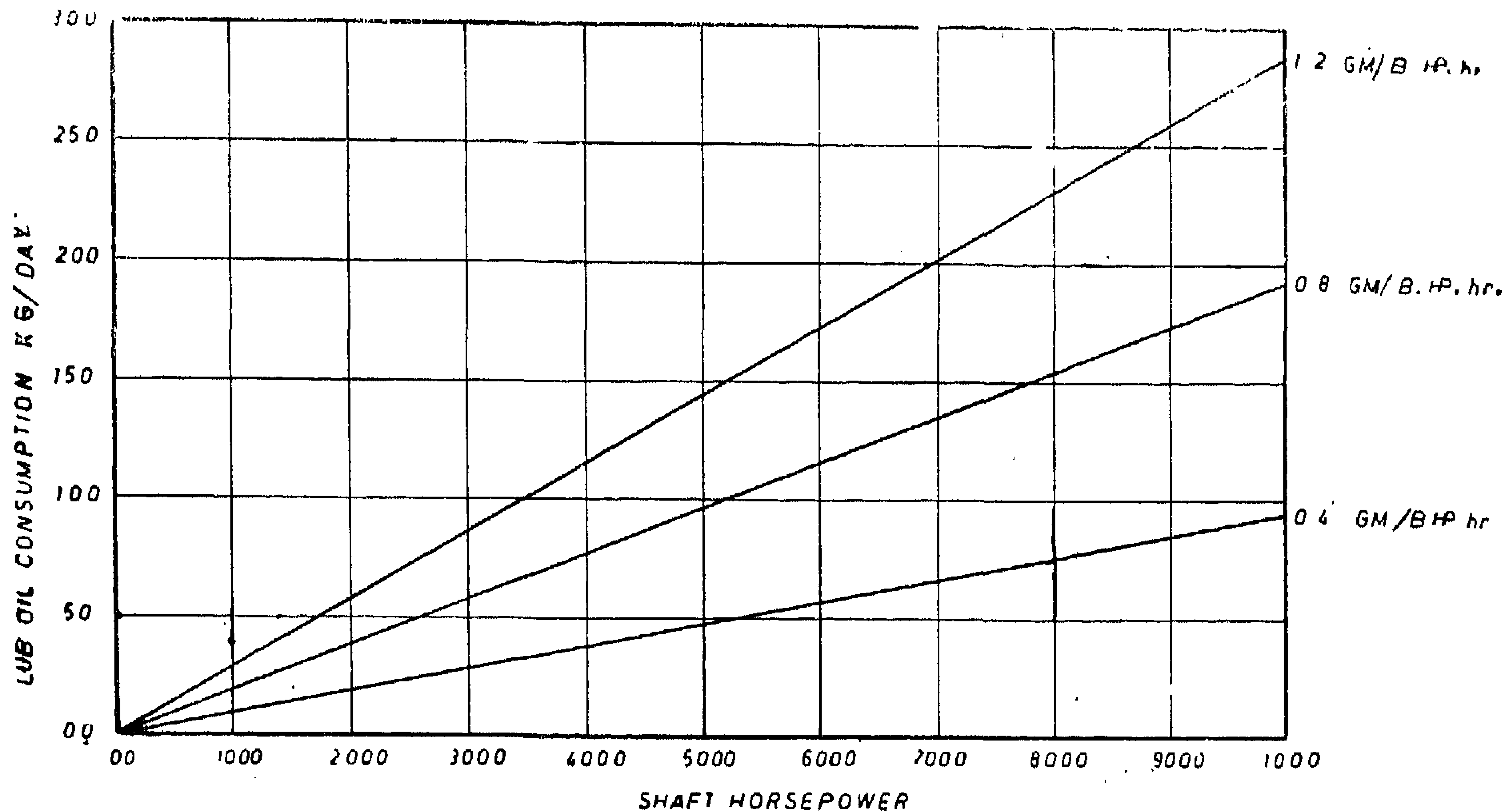


FIG. 9 LUBRICATING OIL CONSUMPTION

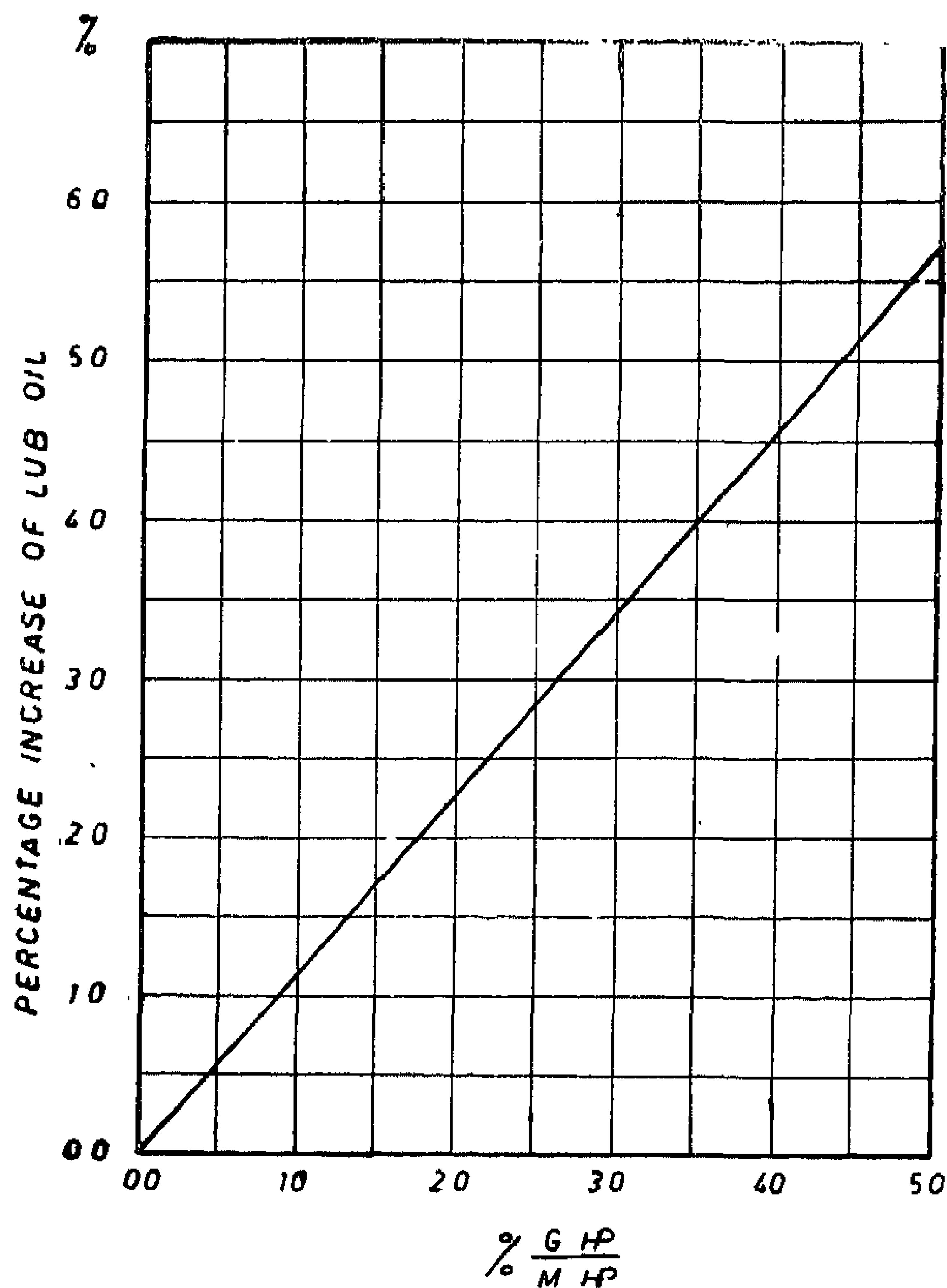


FIG 10

about 20 time as that of fuel for same weight. The normal rate of lubricating oil consumption ranges between 0.4 and 1.0 g/HP hr. The daily consumption of the lubricating oil is shown in Fig. (9) for different shaft horsepower and different rates of oil consumption. This figure is also useful in determining the rate of oil consumption and to compare it with the normal consumption.

b — Oil consumed by the diesel-generators

Generally the rate of lubricating oil consumption of the diesel-generator is higher than that of the main engine which is of the slow speed type. It depends on the powering of the diesel-generator. The percent increase in the lubricating oil consumption of the main engine due to the consumption of the diesel-generator, is shown in Fig. (10) related to the power of the diesel-generator.

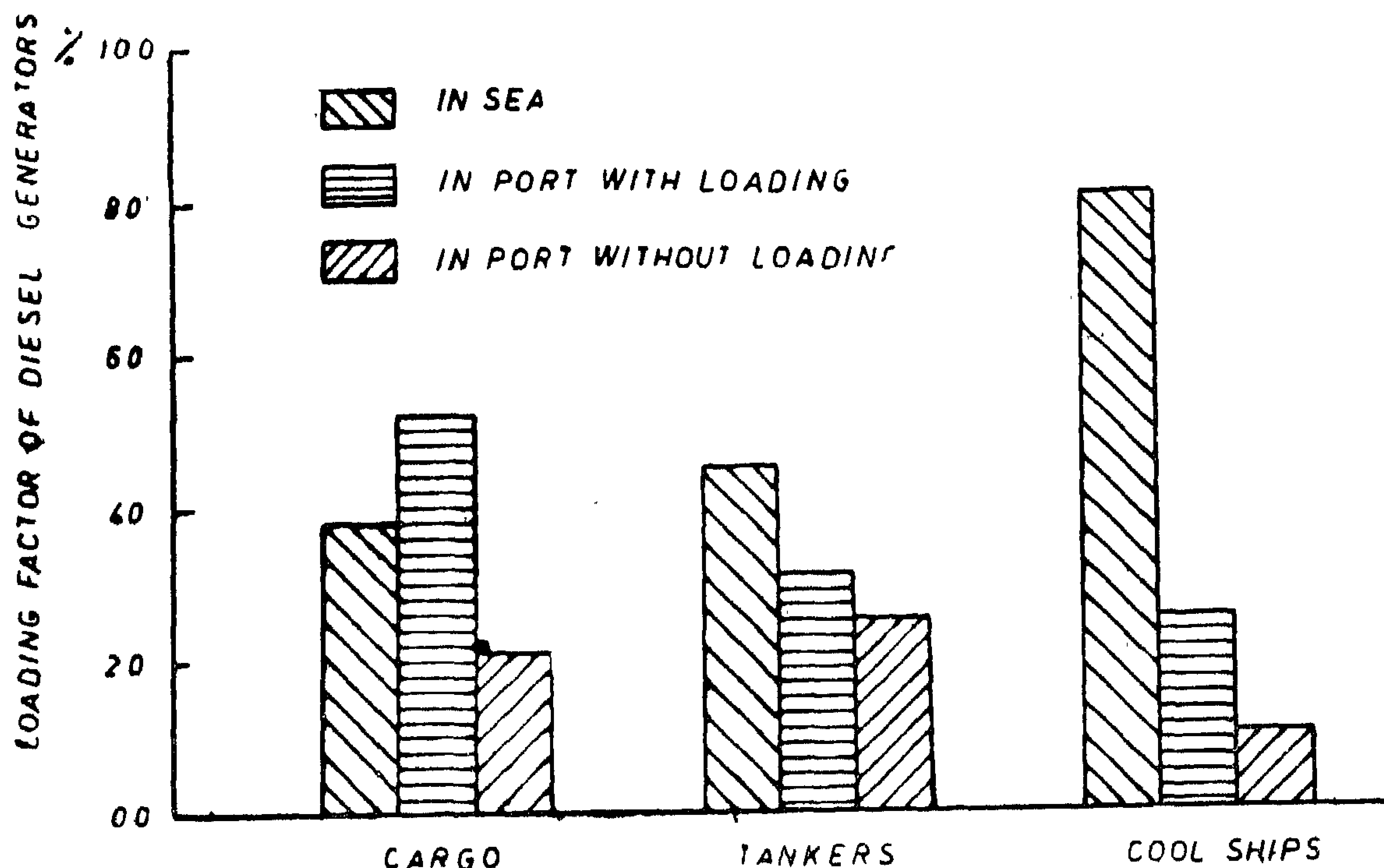


FIG 7 LOAD FACTOR FOR DIESEL GENERATOR FOR DIFFERENT VESSELS

The percent increase in the fuel consumed by the main engine is equal to $= \frac{WFg}{WF}$

$$= \frac{G.\ HP \times \bar{be} \times \varphi \times 24 \times 10^{-6}}{M.\ HP \times be \times 24 \times 10^{-6}}$$

When considering be = 1.1 be

The percent increase is directly proposition to $\frac{G.HP}{M.HP}$

$$= K \frac{G.HP}{M.HP}$$

This increase is shown in Fig. (8) as function of diesel-generator power to the main engine power.

B — Lubricating oil consumed at sea.

In the same way, the oil consumption will be consumed by the main engine and the diesel-generators. Both of these will be studied separately.

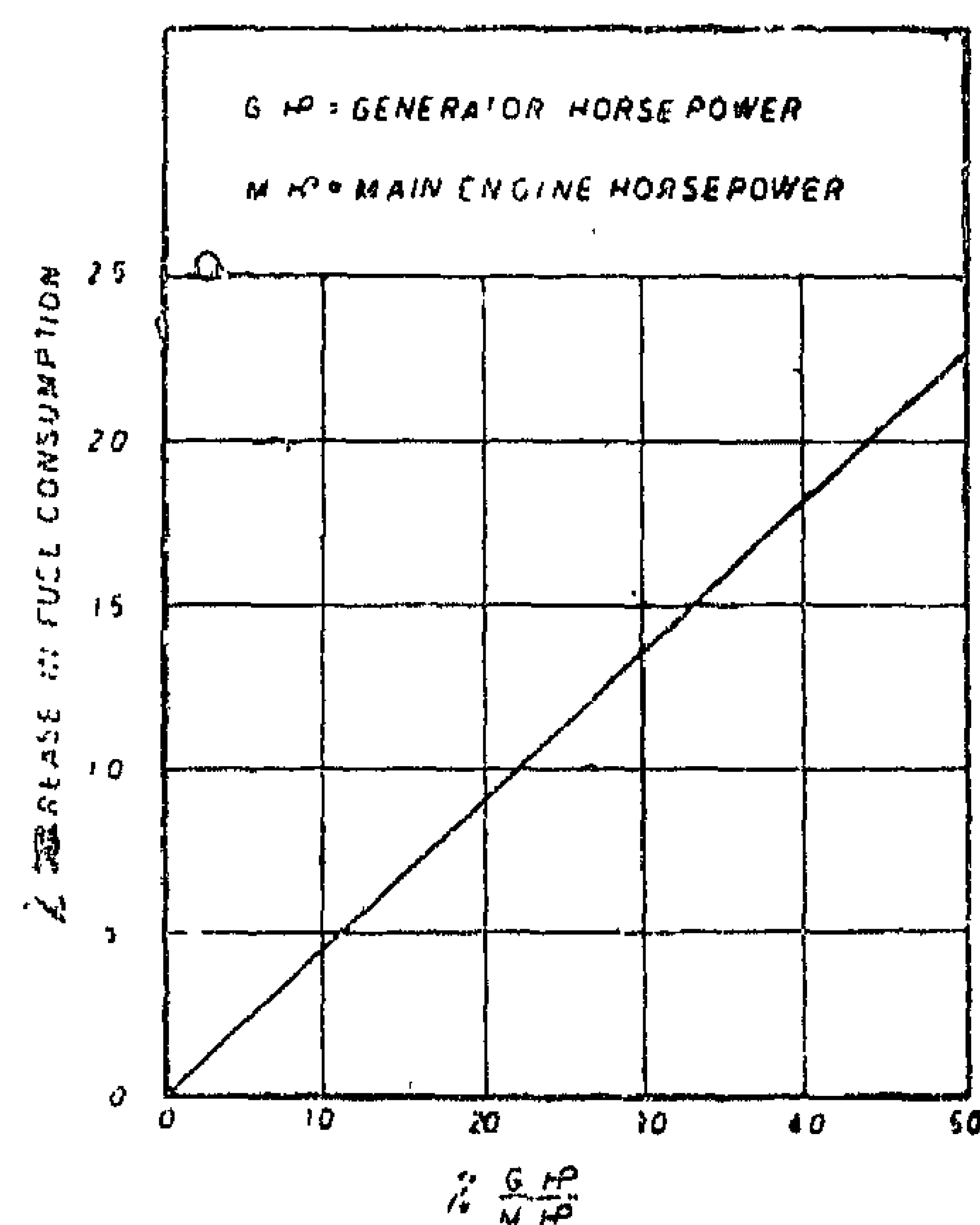


FIG 8 PERCENT INCREASE IN FUEL CONSUMPTION AGAINST

a — Oil consumed by the main engine

The rate of lubricating oil consumption is also expressed as be in gramms/HP hr. The oil consumption is very important as it cost

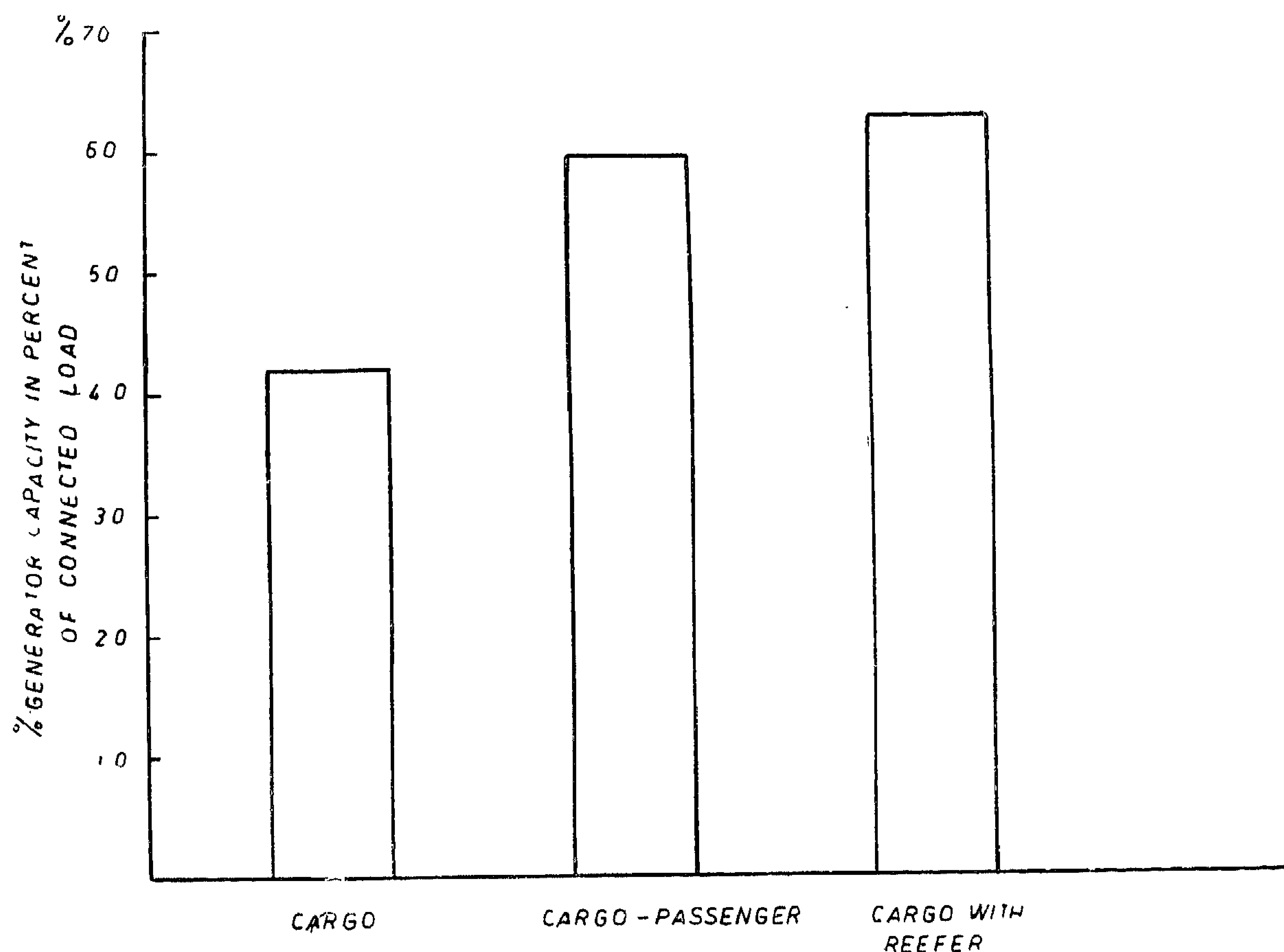


FIG 5

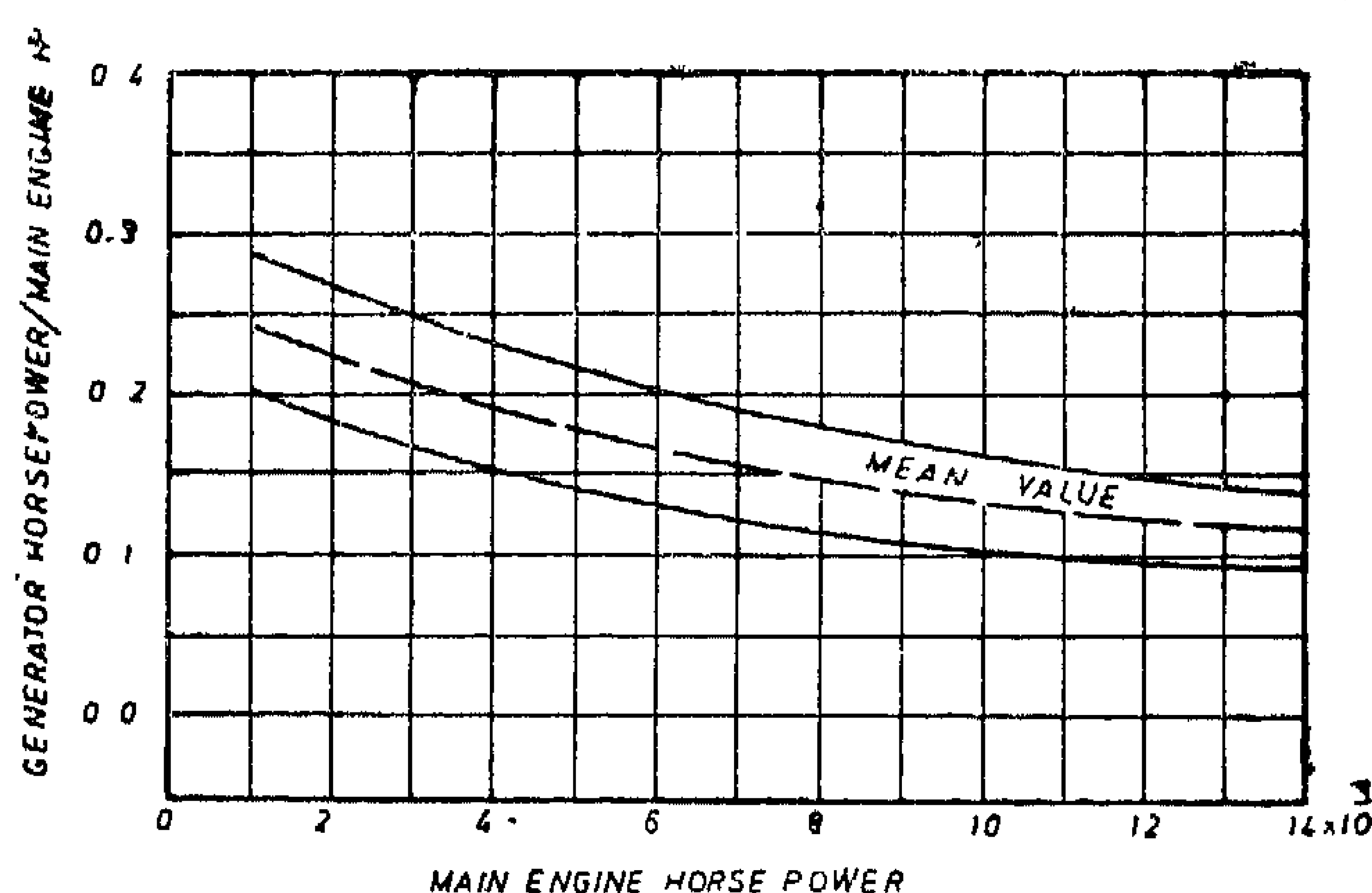


FIG 6 PERCENT GENERATOR HORSEPOWER TO THE MAIN ENGINE HORSE POWER

— Type of vessel and accomodation.
— Route of vessel and season.
— Sea-condition.
— Experience of engine roof staff.

The load factor at sea differs from that at port. Many actual data are recorded from different vessels and load factor is determined at different conditions as shown in Fig. (7). The load factor reaches its maximum value 0,52 at port while loading in case of cargo-vessels. In port without loading it reaches 0.21, while it reaches 0.38 on sea (1).

After determining both the power and the load factor, the weight of fuel consumed by the diesel generator per sea day can be determined.

$$WFg = G.\,HP \times be \times \varphi \times 24 \times 10^{-6} \text{ t/day}$$

where

WFg	=	wt of fuel consumed by the diesel-generator t/day
G.HP	=	diesel-generator power installed
be	=	brake specific fuel consumption g/HP hr
φ	=	load factor.

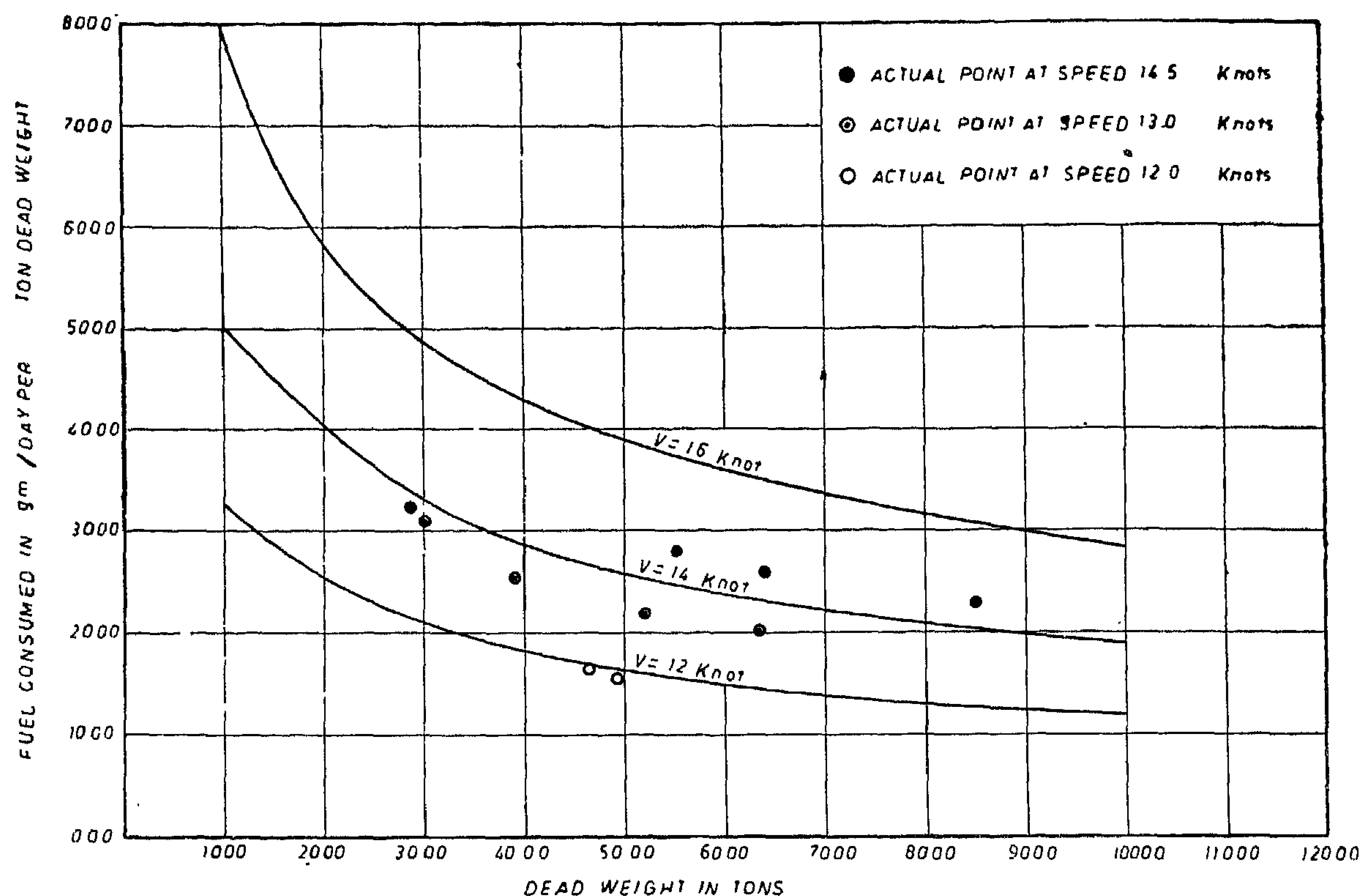


FIG 4 FUEL CONSUMED AT DIFFERENT SPEEDS AGAINST DEAD WEIGHT

The amount of fuel consumed by the diesel-generators depends on the power and load factors. These two items are first to be discussed :

i — *Power of diesel-generators.*

The power of the diesel-generators must be chosen in order that sufficient power must be available within the full-load rating of the generators, to cover normal lood at sea condition and preferably at port condition with at least one generator as stand by. The short time peak lood must be covered by the reserved capacity of the generator in operation. The power of diesel-generator are chosen to cover a certain percent of the total electric connected lood of the vessel. These percent is shown in fig. (5) for different types of vessel. This percent is gained by experience and differs with type of vessel and accomodation. It is affected also with the experience of the designer.

To find a suitable solution based on practical base, the data of different sea-going cargo-vessels are recorded. The ratio between the generator power to the main engine power is plotted in Fig. (6) in relation to the main engine power. The results were introduced as range of values with decreasing tendency by increasing the engine power. A mean value line is introduced whose values are 0.24 at 1000 shaft horsepower and 0.12 at 14,000 shaft horsepower. This method seems to be satisfactory in the fuel calculation.

ii — *Load Factor.*

Generally the actual connected load at any instant is less than the installed generator power, and there is always excess power of the diesel-generators. The load factor is ratio between the actual electric load at any instant and power of the diesel generator installed. The load factor Φ depends on.

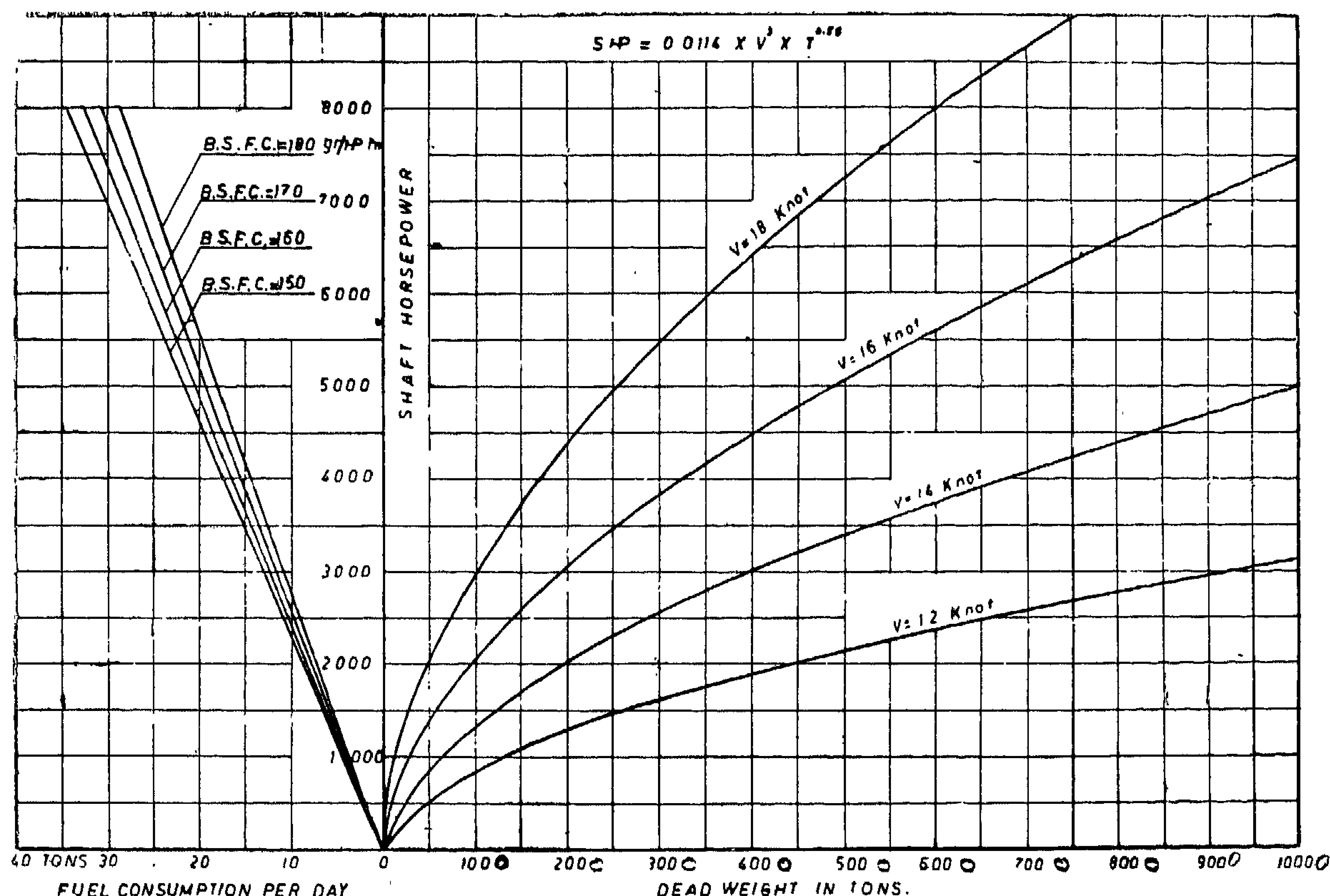


FIG. 3

To compare between different vessels, it is better to find out the amount of fuel burned per day to transfer one ton. This amount of fuell burned is termed Se.

$$Se = \frac{WF}{T}$$ and is shown in Fig. (4).

Actual points based on actual ships are also plotted on this figure and nearly coincide with the calculated points. It is shown that the rate of fuel consumption per ton day Se decreases by increasing the dead weight, but this is not the main item which determine the size of a vessel, there are many other important factors which are to be considered in determining the economic size.

b — Fuel consumed by the diesel-generators.

In case of diesel driven cargo-vessels all the generators are driven by means of diesel-engines of medium size and speed. Thus the brake specific fuel consumption be is much higher than that of the main engine. Generally there are two or more diesel generator sets to supply the electric power to all purposes. In some cases, there is an attached generator to the main engine to supply the electric load during sea-operation to relief the separate generators at sea. The use of attached generators are more economical in running, maintenance and running costs. But it may cause some troubles on heavy sea.

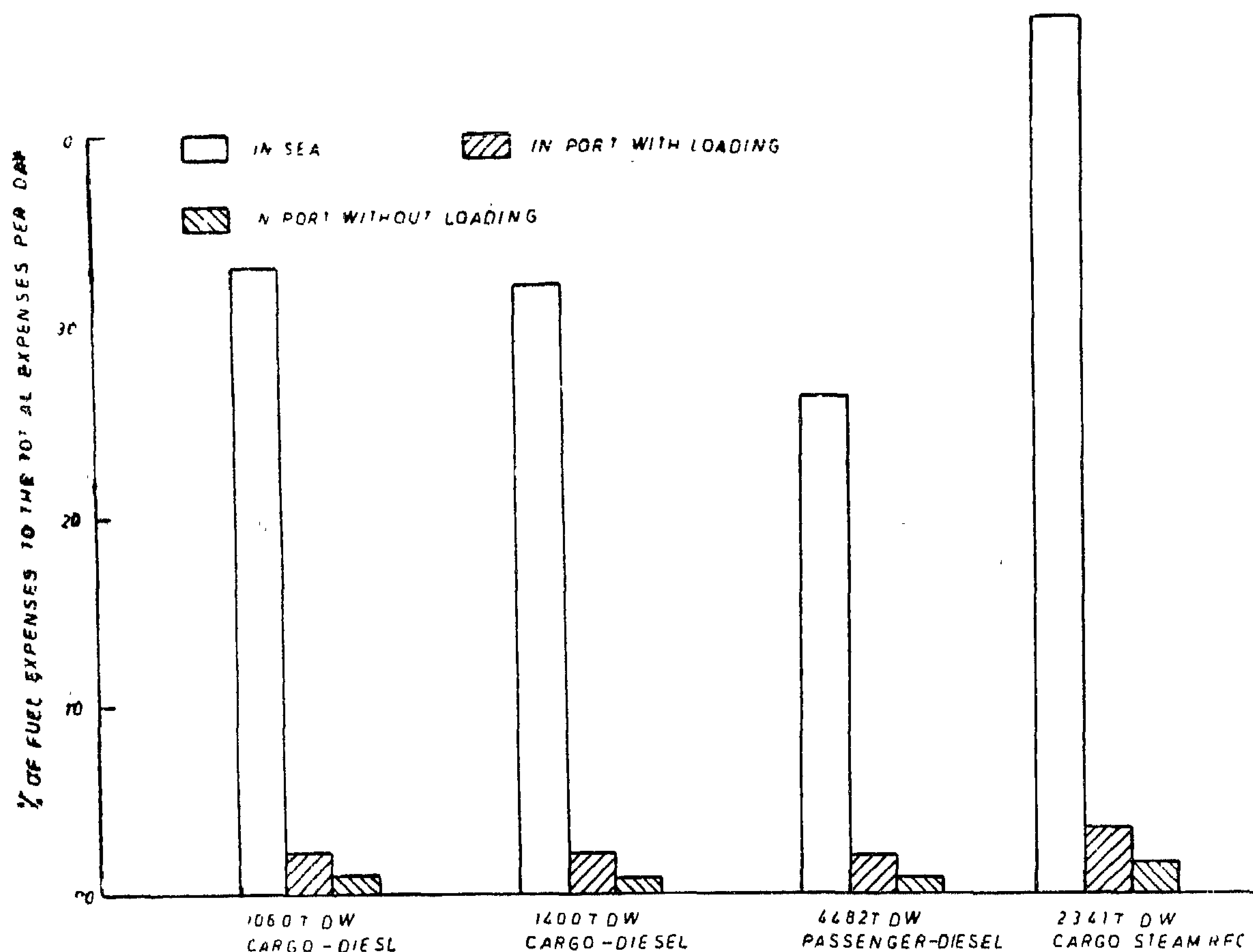


FIG. 2

a — Fuel consumed by the main engine.

The fuel consumed by the main engine depends on its power and brake specific fuel consumption. Engine power depends on the vessel speed and its dimensions. Taylor, Eir and others have suggested many imperical furmulii to determine the power required for sea-going vessels. These imperical formulii are successfully used till now and give reliable results for the preliminary calculation.

A new imperical formula is suggested for cargo-vessels (1964) (2) to determine the horsepower of the main engine, this formula is :

$$HP = 0.0114 \, V^{3} \, T^{0.55} \qquad (2)$$

where

HP = main engine horsepower

V = vessel speed in Knots/hr

T = dead weight ton

This formula will be used in this calculation.

The total weight of fuel consumed by the main engine per day

$$W_f = 0.0114 \, V^{3} \, T^{0.55} \, be \; 24 \times 10^{-6} \text{ Ton/day}$$

where

be = brake specific fuel consumption g/HP hr

when be = 160 g/HP hr

$$\text{then } W_f = 42.3 \times V^{3} \, T^{0.55} \times 10^{-6} \text{ Ton/day}$$

The fuel consumed per sea day for different tonnage and speed and at different brake specific fuel consumption is shown in Fig. (3). This figure is also useful in controlling the fuel consumption of any cargo-vessel, as the brake specific fuel consumption — load curve in nearly flat in case of slow speed diesel engine.

FUEL ECONOMY OF DIESEL-DRIVENCARGE VESSELS

By

Dr. SAAD YOUSSEF

Department of Naval Architecture
and Marine Engineering
Faculty of Engineering
Alexandria University.

As known the fuel Cost-fuel oil and lubricating oil is the main item of the variable costs, and represent a considerable percent of the total expenses of a Vessel per year as shown in Fig. (1). The fuel expenses percent ranges from 18 to 33 when considering a 60% Sea Factor. When relating the fuel expenses to the total expenses per day, the percent is highly increased as shown in Fig. (2) and reaches about 46% in case of steam driven cargo vessel (Recp), and reaches about 30% in case of Diesel driven cargo vessels. Hence any increase or decrease in the fuel expenses will affect the total expenses of a vessel.

The aim of this paper is to study the normal rate of consumption of fuel and lubricating oil at normal sea-service, and to discuss the various items which affect the total consumption. In the same time, the diagrams based on the calculation are intended to be useful for the ship owners to make a quick control on the consumption of any fleet.

Fuel oil and lubricating oil are consumed on board a ship at a three different states.

1 — Fuel and oil consumed at sea.

2 — Fuel and oil consumed in port.

a — While cargo handling.

b — Without cargo handling.

Each of these state will be studied as follows :

1 — Fuel and oil consumed at sea.

To facilitate the control of the consumption, it is better to study separately both fuel and oil consumption.

A — Fuel consumed at sea-service

During the normal operation of a vessel on sea, both main engine and diesel-generators are consuming fuel, each item will be studied separately as follows :

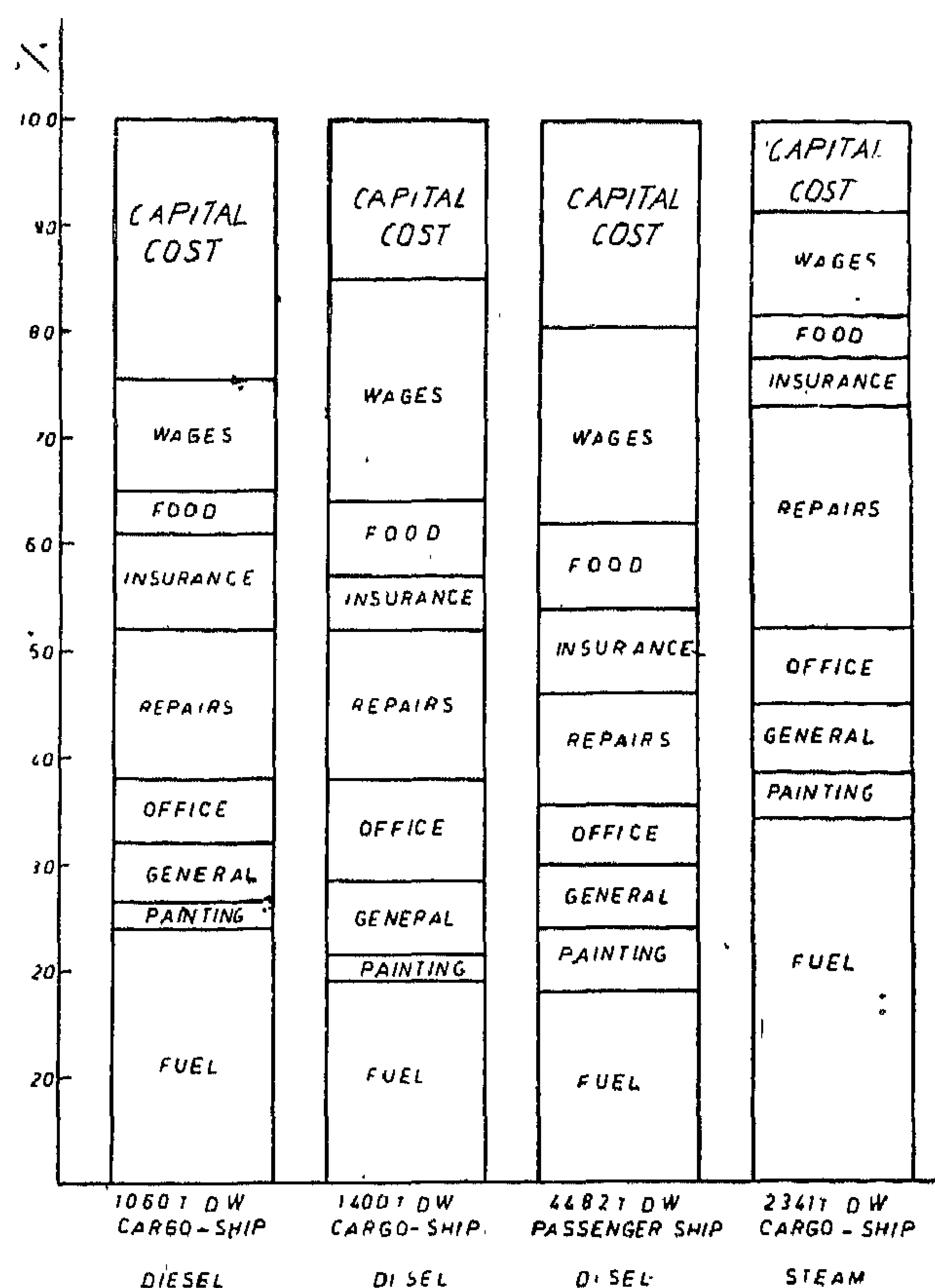


FIG 1 DIFFERENT EXPENSES PER YEAR FOR DIFFERENT SHIPS

Diff. w.r.t. time :

$$\therefore \ddot{\Theta}_2 = 3\,\ddot{\Theta}_3$$

$$\because \dot{\Theta}_3 = 3 \text{ rad/sec} \quad \therefore \dot{\Theta}_2 = 9 \text{ rad/sec}$$

$$\because \ddot{\Theta}_3 = -1 \text{ rad/sec}^2 \quad \therefore \ddot{\Theta}_2 = -3 \text{ rad/sec}^2$$

Substituting in the above relation of $\bar{f}_G$

$$\therefore \bar{f}_G = [0.5\,(-3)\,(-\sin 45) - 0.5 \times 9^2 \cos 45 + 15\,(-1)\,(-\sin 30^\circ) - 15 \times 3^2 \cos 30]\,\bar{i}_o$$
$$+ [0.5\,(-3) \cos 45 - 0.5 \times 9^2 \sin 45 + 15\,(-1) \cos 30 - 15 \times 3^2 \sin 30]\,j_o$$
$$= -137.1\,\bar{i}_o - 110.2\,\bar{j}_o$$

CONCLUSION

From the above simple numerical example it is clear that the vectorial method does not require any special rules or imaginations for the direction of the components. Also it is simpler than the classical method.

(1) AFIFI M.Y.M. : Proc. Eng. Soc., Vol. II, Jan. 1963, p. 36.

Resolving horizontally

$$(f_G)_X = -135 \cos 30 - 40.5 \cos 45 + 15 \cos 60 + 1.5 \cos 45 = -137.1 \quad cm/sec^2$$

Resolving vertically

$$(f_G)_Y = -135 \sin 30 - 40.5 \sin 45 - 15 \sin 60 - 1.5 \sin 45 = -110.2 \quad cm/sec^2$$

SECOND METHOD

Using the suggested vectorial method.

From equation (3), resolving horizontaly and vertically

$$\bar{f}_G = [e\ \ddot{\Theta}_2 \cos (90 + \Theta_2) - e\ \dot{\Theta}_2^2 \cos \bar{\Theta}_2 + r_3\ \ddot{\Theta}_3 \cos (90 + \Theta_3) - r_3\ \dot{\Theta}^2_3 \cos \Theta_3]\ \bar{i}_o$$

$$+ [e\ \ddot{\Theta}_2 \sin (90 + \Theta_2) - e\ \dot{\Theta}_2^2 \sin \Theta_2 + r_3\ \ddot{\Theta}_3 \sin (90 + \Theta_3) - r_3\ \dot{\Theta}_3^2 \sin \Theta_3]\ \bar{J}_o$$

To get $\dot{\Theta}_2$ and $\ddot{\Theta}_2$, using vectors(1)

$$\because \bar{r}_P = r_1\ i_1 = r_3\ \bar{i}_3 - r_2\ \bar{i}_2$$

Diff. w.r.t. time :

$$r_1\ \dot{\Theta}_1\ \bar{j}_1 = r_3\ \dot{\Theta}_3\ \bar{j}_3 - r_2\ \dot{\Theta}_2\ \bar{j}_2$$

$$\therefore r_1\ \dot{\Theta}_1 = r_3\ \dot{\Theta}_3 - r_2\ \dot{\Theta}_2$$

$\because$ A is fixed :

$$\therefore r_3\ \dot{\Theta}_3 = r_2\ \dot{\Theta}_2$$

$$\dot{\Theta}_2 = \frac{r_3}{r_2}\ \dot{\Theta}_3 = \frac{15}{5}\ \dot{\Theta}_3$$

Arm C	Wheel A	Wheel B
fixed arm	+ x	$- \times \frac{D_A}{D_B} = - \times \frac{20}{10} = -2 \times$
Rotate arm by +y	x + y	— 2x + y

From the table

as wheel A is fixed $\because x + y = 0$

$\therefore \quad y = w = 3$ rad/sec

$\therefore x = -3$ rad/sec

$w_B = -2x + y$

$= -2(-3) + 3 = 9$ rad/sec

(in a countor clockwise dit)

Ang. velocity of wheel B :

$\because \frac{w_B}{w} = \frac{\alpha_B}{\alpha}$

$\therefore \frac{\alpha_B}{\alpha} = \frac{9}{3} = 3$

$\therefore \alpha_B = 3. (-1) = -3$ rad/sec^2

$\therefore f_{GQ}$ cent. comp. $= 0.5 \times 9^2 = 40.5$ cm/s^2

f_{GQ} tang. comp. $= 0.5 \times (-3) = -1.5$ cm/S^2

f_{QO} cent. comp. $= 15 \times 3^2 = 135$ cm/S^2

f_{QO} tang. comp. $= 15 \times (-1) = -15$ cm/S^2

To get the horizontal and vertical compo-nents of the accel. of G, we have to resolve the above four components keeping in mind the direction of each component, which some-times is not quite easy unless we draw the components in the correct dir., as shown in Fig. 3.

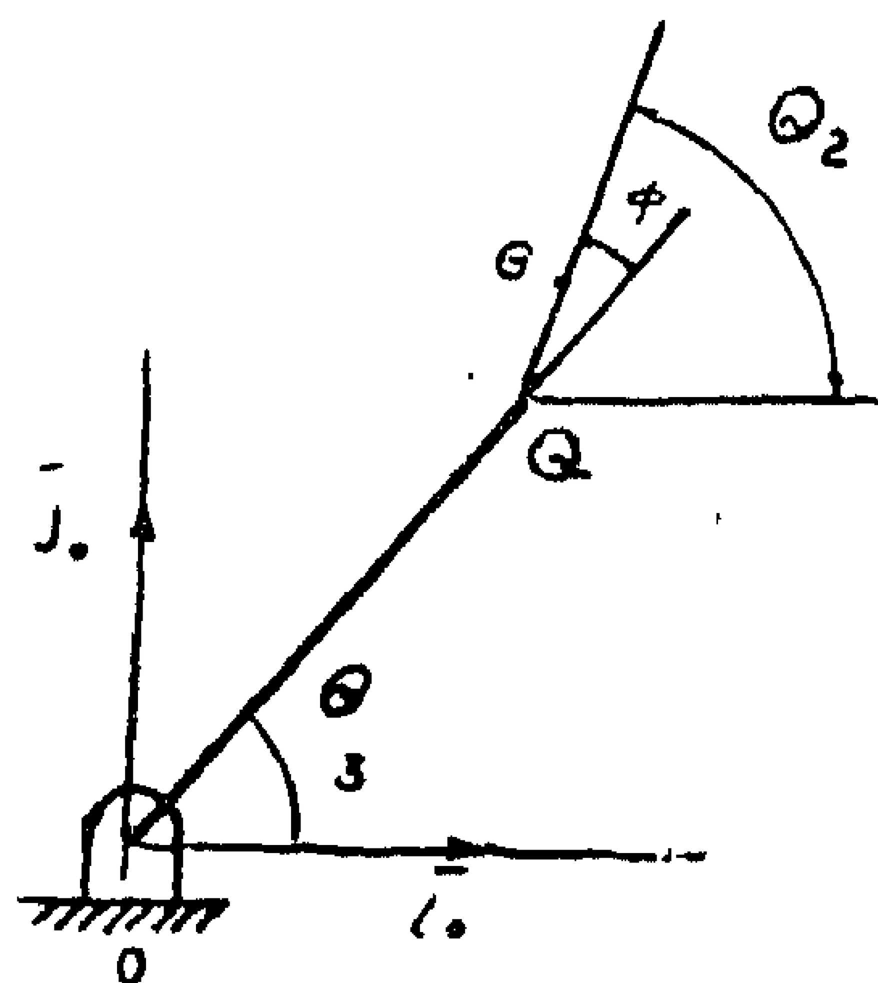


Fig. 2

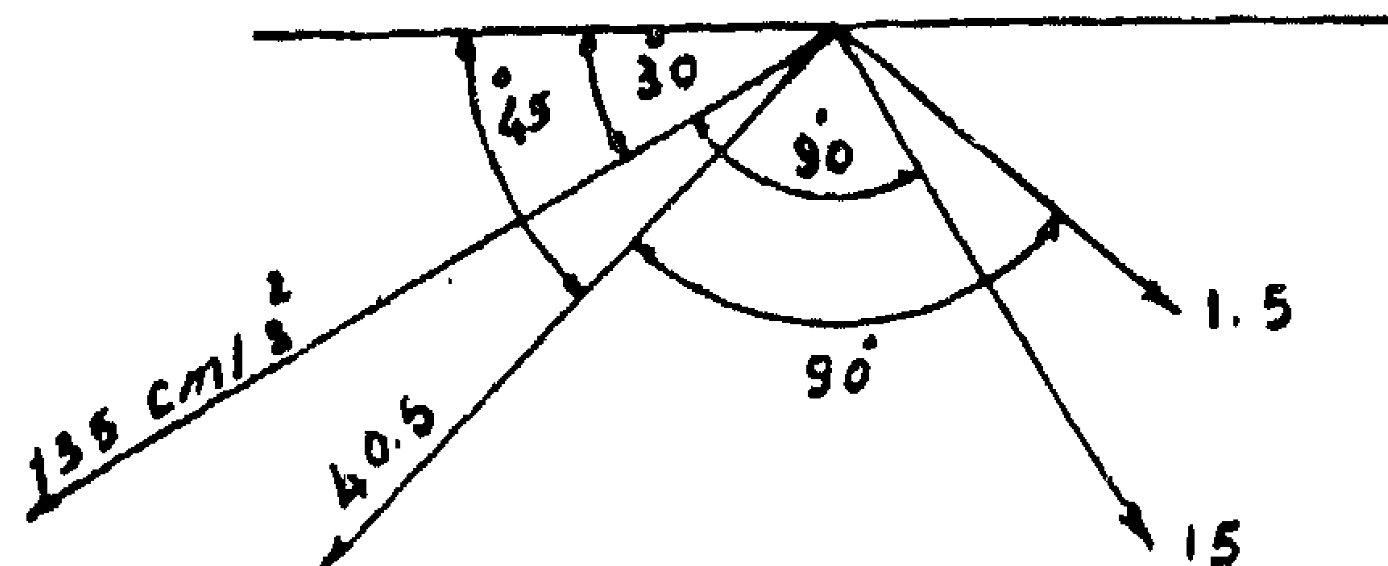


Fig. 3

where t is the time

$$\therefore \bar{f}_G = -(r_3 w_3^2 \cos w_3 t + e w_2^2 \cos w_2 t)\,\bar{i}_0 - (r_3 w_3^2 \sin w_3 t + e w_2^2 \sin w_2 t)\,\bar{j}_0 \qquad (5)$$

From relation (5), the inertia forces can be calculated and thus vibration analysis for the system can be carried out.

2 — From Fig. 2, resolving parallel and perpendicular to the arm.

$$\therefore \bar{f}_G = -(r_3 \dot{\Theta}_3^2 + e \dot{\Theta}_2^2 \cos \Phi)\,\bar{i}_3 - e \dot{\Theta}_2^2 \sin \Phi\, \bar{j}_3 \qquad (6)$$

Substituting in relation (6), $\Phi = 180^\circ$ and $e = r_2$ (i.e. radius of the pitch circle of gear B)

$$\therefore \bar{f}_P = -(r_3 \dot{\Theta}_3^2 - r_2 \dot{\Theta}_2^2)\,\bar{i}_3 = (r_2 \dot{\Theta}_2^2 - r_3 \dot{\Theta}_3^2)\,\bar{i}_3 \qquad (7)$$

Relation (7) represents the acceleration of a point on gears B coinciding with the pitch point P.

NUMERICAL EXAMPLE

Consider the epicyclic gear train, shown in Fig. (1), let the pitch circle diameters for gears A and B be 20 cms and 10 cms respectively, eccentricity of G=0.5 cm. If A is fixed and at $\Theta_3 = 30^\circ$ the angular velocity of the arm $w = 3$ rad/sec in a counter-clockwise direction, and its angular acceleration $\alpha = 1$ rad/sec^2 in a clockwise direction. It is required to determine the horizontal and vertical components of the acceleration of G given that $\Theta_2 = 45^\circ$ at this instant.

FIRST METHOD

Using the classical method

$\bar{f}_G = \bar{f}_{GQ} + \bar{f}_Q$

f_{GQ} Centrifugal component $= GQ.\,\omega_B^2$ in the dir. from G to Q

f_{GQ} Tangential component $= GQ.\,\alpha_B$ according to the dir. of α_B

f_Q Centrifugal component $= QO.\,\omega^2$ in the dir. from Q to O

f_Q Tangential component $= QO.\,\alpha$ according to the dir. of α

to get ω_B and α_B, using the tabular method

the elements connecting it to the fixed axis. Then differentiating twice, with respect to the time, the position vector of the point gives directly the acceleration of the point in magnitude and direction.

To illustrate the procedure, consider the gear train shown in Fig. 1, which is composed of the gears A and B and the arm C; suppose it is required to determine at the given position the acceleration of the point G, the center of gravity of gear B, let the eccentricity of this C.G. from the gear axis Q be e.

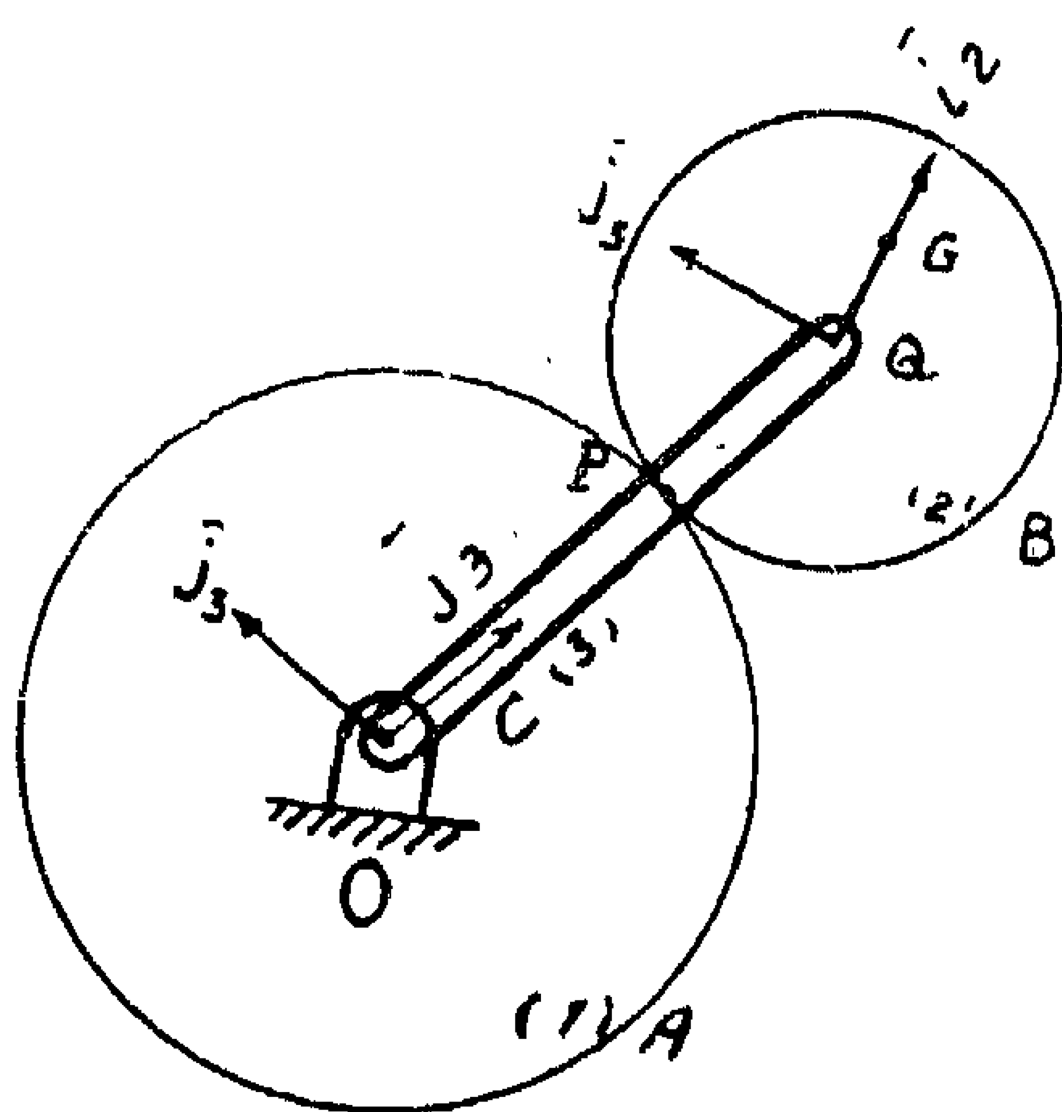


Fig. 1

Mark gear A by 1

Mark gear B by 2

Mark arm C by 3

Let the unit vectors for element (1) be $\bar{i}_1$, $\bar{j}_1$

Let the unit vectors for element (2) be $\bar{i}_2$, $\bar{j}_2$

Let the unit vectors for element (3) be $\bar{i}_3$, $\bar{j}_3$

Note that the unit vectors for each element are rotating with it. Position vector of G

$$\bar{r}_{GO} = \bar{r}_{GQ} + \bar{r}_{QO}$$

$$= e\,\bar{i}_2 + r_3\,\bar{i}_3$$

Differentiating (I) w.r.t. time, gives the velocity of G

$$\because\ v_G = \frac{d}{dt}\,r_{GO} = e\,\dot{\Theta}_2\,j_2 + r_3\,\dot{\Theta}_3\,j_3 \qquad (2)$$

where

$\dot{\Theta}_2$ absolute angular velocity of element 2.

$\dot{\Theta}_3$ absolute angular velocity of element 3

The relation between the angular velocities of the elements of an epicyclic gear train can be determined easily by the method explained in the previous paper (1).

Differentiating (2) w.r.t. time, gives the acceleration of G

$$\therefore\ \bar{f}_G = \frac{d\,\bar{v}_G}{dt}$$

$$= e\,\ddot{\Theta}_2\,\bar{j}_2 - e\,\dot{\Theta}^2_2\,\bar{i}_2 + r_3\,\ddot{\Theta}_3\,\bar{j}_3 - r_3\,\dot{\Theta}^2_3\,\bar{i}_3 \qquad (3)$$

If the gears are rotating with constant angular velocity

i.e. $\ddot{\Theta}_2 = o$ and $\ddot{\Theta}_3 = o$

$$\therefore\ \bar{f}_G = -\,r_3\,\dot{\Theta}^2_3\,\bar{i}_3 - e\,\dot{\Theta}_2^2\,\bar{i}_2 \qquad (4)$$

Other forms of relation (4)

I — From Fig. 2, resolving horizontally and vertically

$$\because\ \bar{f}_G = -\,(r_3\,\dot{\Theta}_3^2\cos\Theta_3 + e\,\dot{\Theta}_2^2\cos\Theta_2)\,\bar{i}_0 - (r_3\,\dot{\Theta}_3^2\sin\Theta_3 + e\,\dot{\Theta}_2^2\sin\Theta_2)\,\bar{j}_0$$

let $\dot{\Theta}_2 = w_2$ $\quad\therefore\ \Theta_3 = w_3\,t$

let $\dot{\Theta}_3 = w_3$ $\quad\therefore\ \Theta_2 = w_2\,t$

KINEMATIC ANALYSIS OF EPICYCLIC GEAR TRAINS BY VECTORS

By

Dr. M.Y.M. AFIFI,

Ass. Prof., Faculty of Engineering, Ein Shams University, Cairo.

SYNOPSIS

The object of this paper is to give the procedure for how to apply the new method suggested by the writer (1) (i.e. using vectors for the kinematic analysis of epicyclic gear trains) in determining the acceleration of any point in any gear of an epicyclic gear train, and to show that using this method eliminates all complications and imaginations which are the source of errors in determining the acceleration of epicyclic gear trains when using the classical methods.

INTRODUCTION

Determination of the acceleration of any point on one of the gears of an epicyclic gear train mechanism by the ordinary classical methods requires a lot of imaginations and rules, but using the method suggested by the writer (1), which is independent of any special rule, eliminates the main source of errors.

SYMBOLS

$\bar{i}, \bar{j}$	Unit vectors at right angle to each other.
$\bar{r}_{GO}$	Position vector of point G relative to O.
$\bar{V}_{GO}$	Linear velocity of G relative to O.
$\bar{f}_{GO}$	Linear acceleration of G relative to O.
D	Pitch circle diameter.
Θ, α	Angle.
$\dot{\Theta}$, w	Angular velocity.
$\ddot{\Theta}, \alpha$	Angular acceleration.
$\frac{d\bar{i}}{dt}$	Rate of change of the unit vector i.w.r.t. time $= \Theta j$
$\frac{d\bar{j}}{dt}$	Rate of change of the unit vector j.w.r.t. time $= \Theta j$

PROCEDURE

The suggested procedure is simply to mark each element in the epicyclic gear train mechanism with a number and take for each element two cartesian unit vectors i and j with their origin on the axis of rotation of the element, and give these unit vectors the same number as that of the element. To obtain the acceleration of any point in the system, write down the position vector of this point as a function of the position vectors of

REFERENCES

1. Neuber, F., "Theory of Notch Stresses" Ann. Arbor, Michigan 1946.
2. Inst Mech Eng. London : "Engineering Scienes Data Item 65004.
3. Peterson and Wahl : Trans. ASME Vol. 3 A-15 (1936).
4. Durelli et al : "An introduction to the Theor. and Exp. Analysis of Stress and Stain", McGraw Hill, N.Y. (1958).
5. Thurston and Field : Proc. I.M.E., London, Vol. 168 (1954), p. 785.
   Gough : Proc. I.M.E., London, Vol. 160 (1949), No. 4, p. 417.
6. Phillips and Fenner : Proc. I.M.E., Vol. 165 (1951), WEP No. 65, p. 125.
   Morkovin and Moore : Proc. ASTM, Vol. 44 (1944), p. 137.
7. Kuhn : 1955 Stockholm Coll. Fatigue. Springer Verlag-Berlin (1956), p. 131.
8. Grover : London Conf. Fatigue-Publ. Inst. M.E. London, p. 83.
9. Howland : Trans. Roy. Soc. London No. A 229 (1929-30), p. 49.
10. Wahl and Beeuwkes : Trans. ASME, Vol. 56 (1934), p. 617.
11. Cox : Conf. Fatigue-Publ. IME (Lond.) p. 213.
12. Peterson : Bull. ASTM No. 133 March 1945, p. 9.
13. Siebel : VDI Zeit. Bd. 90 Nr. 5 (1948) p. 135.
14. Phillips : 1955 Stockholm Col. Sprinsen p. 210.
15. Heywood : 1955 Stockholm Col. Springer p. 92.
16. Templin : Proc. ASTM Vol. 54 (1954) p. 641.
17. Michelson quote in Hdbk. Materialprüh. Springer, p. 222 and Fig. 39., 7 7
18. Frith : Lond. Conf. Fatigue — Publ. IME p. 462.
19. Boyd : Proc. IME (1964-65), Vol. 1979, p. 733.
20. Mailander . Kruppishe Monatsheft Vol. 13 (1932), p. 65.

(Appendix II)

TABLE (i). RELATIVE STRESS GRADIENTS χ

Case		Type of Loading: Tension or Compression	Type of Loading: Bending	Type of Loading: Torsion
Flat Bars	Notched bar (r, b)	$\frac{2}{r}$	$\frac{2}{r} + \frac{2}{b}$	—
Flat Bars	Bar with hole (d)	$\frac{4.2}{d}$	—	—
Shafts	Grooved shaft (r, a, d)	$\simeq \frac{2}{r}$ (Semi Circular Notch) $\frac{6}{r}\left\{\frac{\sqrt{(a/2r)+1}}{3\sqrt{(a/2r)}+2}\right\}$ *	$\frac{2}{r} + \frac{2}{d}$ (Semi Circular Notch) $\frac{6}{r}\left\{\frac{\sqrt{(a/2r)+1}}{3\sqrt{(a/2r)}+2}\right\}$ *	$\frac{1}{r} + \frac{2}{d}$
Shafts	Shouldered shaft (D, d, r)	$\frac{2}{r}$	$\frac{2}{r} + \frac{4}{D+d}$ $\frac{2.6}{r}$ *	
Shafts	Shaft with transverse hole (d)	—	$\frac{4.6}{d}$	$\frac{6}{d}$
Shafts	Shaft with longitudinal groove (d, a–a; Sec. a–a, r)		—	$\frac{1}{r} + \frac{2}{d}$

thick. There is a small but significant difference between the fatigue strengths of specimens manufactured with their axis along and those from the transverse direction. However, specimens also manufactured from the same plate and in the same directions as those mentioned above, but with a central hole whose diameter was 0.2 the specimen width failed to reveal any such difference. The hole to width ratio was chosen as 0.2 as this appears to have the greatest reduction on the fatigue strength (Fig. 4) of mild steel. The results are also plotted on Fig. 14, the lowest curve. No significant difference between the fatigue strengths of specimens from either direction is apparent.

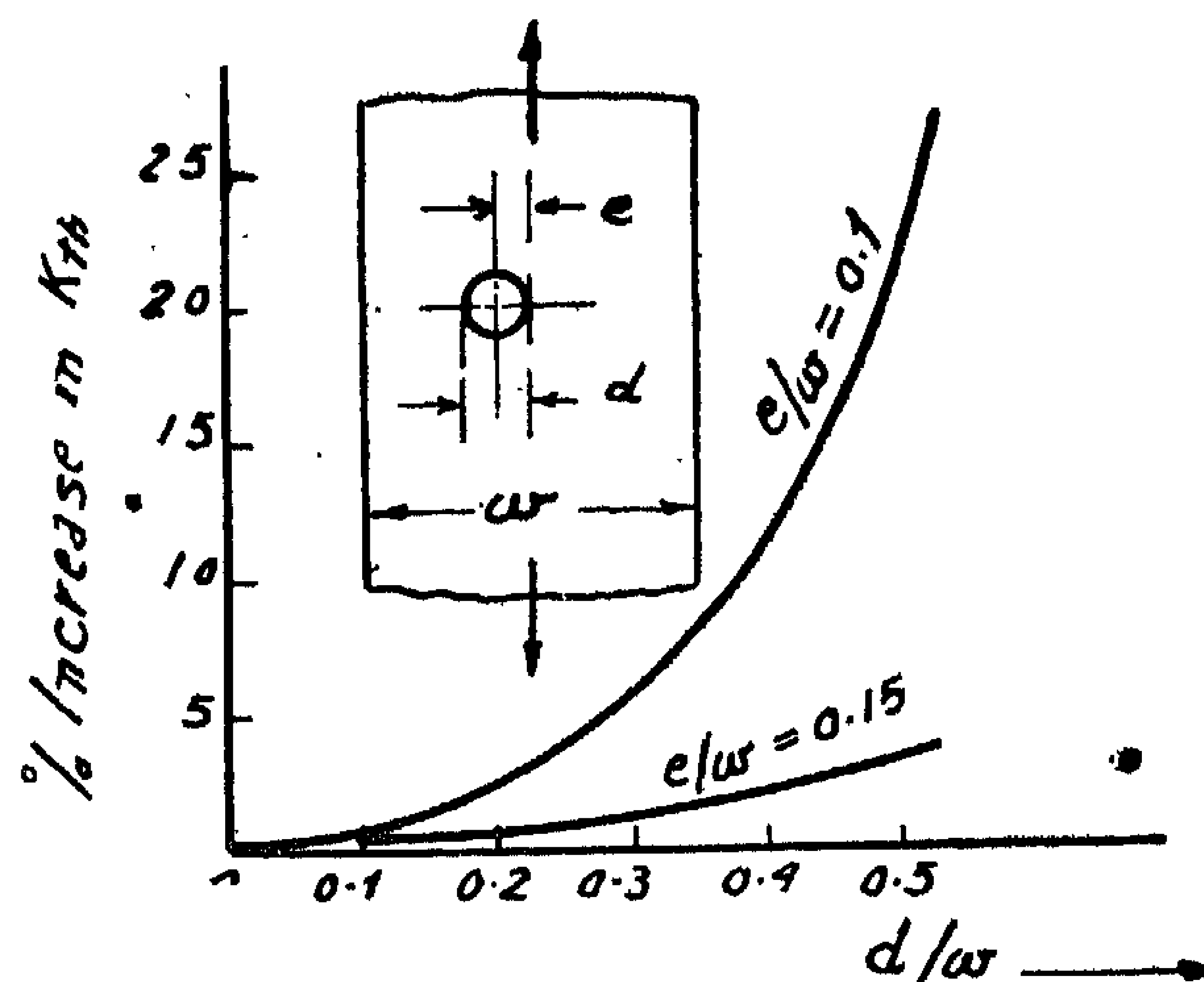
In conclusion it may be stated that by testing suitably shaped notched specimens, the "notched fatigue strength" so obtained is a better indication of the resistance of the material to fatigue failure than that obtained from plain specimens.

APPENDIX I

VARIATION OF THE TSCF DUE TO HOLE ECCENTRICITY

The TSCF has been used as the basis of most of the discussions in this work. It was therefore necessary to determine the effect of slight deviations of the hole center from the axis of the strips. The increase in K_{th} has been deduced from ref. (52) and is given in the Figure below. This includes the effect of bending stresses.

The maximum eccentricity ratio that has been encountered in this experimental work, has been in the 10 mm wide strips, and is less than 0.015 for a hole to width ratio $\frac{d}{w}$ of 0.5. Thus, it may be seen that K_{th} is increased only by about 3.5%.



PERCENT INCREASE IN K_{th} DUE TO ECCENTRIC HOLE

APPENDIX II

RELATIVE STRESS GRADIENTS FOR SOME COMMON DISCONTINUITIES

Complied from Siebel, E. : Ungleichförmige Spannungs verteilung bei schwingender Beanspruchung". VDI Zeitschrift d. 97 No. 5 p. 121 to 152. (Felb. 1955).

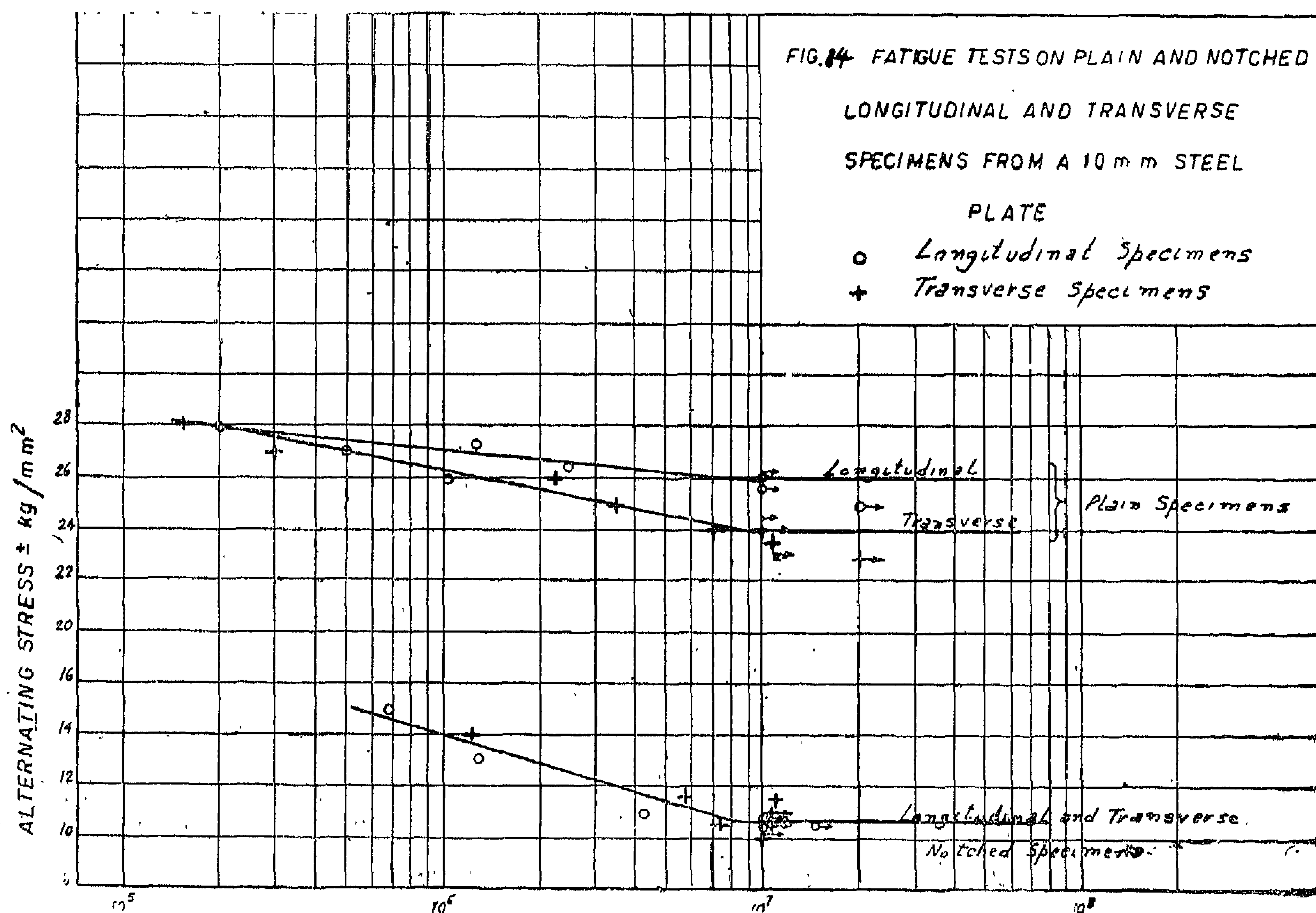
A simplified approach gives the approximate stress gradients "χ" for any notch of root radius "r" as 2/r for tensile or compressive loadings and $\frac{2}{r} + \frac{(2 \text{ to } 2.3)}{d}$ where d = depth of beam at weakest section. for components subjected to bending. The table on the following page gives some further cases. The values marked by an asterisk are from Yen, C.S. and Dolan, T.J.'s "A review of the criteria for notch-sensitivity in fatigue of Metals". Univ. of Illinois Bull. No. 398 (1952).

The use of high strength steels may be even more misleading in the case of wrought materials whose fatigue strengths are invariably those obtained by testing specimens taken with their axis along the longitudinal fibres of the material (the direction of rolling). Loading conditions may impose severe fatigue loads in the transverse direction. The transverse fatigue strength of steels appears to be independant of the ultimate tensile strength of the material. From the limited data published on this subject (17, 18, 19), although the (ultimate tensile strength) and to a lesser extent the longitudinal fatigue strength, were increased considerably by heat treatment and alloying, the transverse fatigue strength remained nearly constant, and in the case of very high strength steels, even dropped.

This phenomena may be explained for wrought materials by taking into account the slag inclusions and other faults that always occur in engineering materials. Such discontinuities become elongated and oriented along the direction of rolling, where they have little effect on the fatigue properties. However, in the transverse direction, their severe notch effect combined with the reduced bearing area of the sound metal reduces considerably the fatigue strength in the transverse direction.

The use of a suitably shaped notched specimen for obtaining a measure of the fatigue strength of the material will avoid the misleading impression of a high fatigue strength. The notch would then reproduce the effect of the faults. The data so obtained may be representative of the fatigue strength in the transverse direction, even if there is insufficient material to manufacture specimens in that direction.

Fig 14 shows the effect of direction of rolling on the fatigue strength of a plain mild steel with an UTS of about 42 Kg/mm² delivered in the form of hot rolled plate, 10 mm



A REAPPRAISAL OF THE METHOD OF DETERMINING THE FATIGUE STRENGTH OF MATERIALS

Some of the results obtained in this study have led to the necessity of reappraising the use of a plain polished specimen as the standard method of determining the fatigue strength of materials. Thus Fig. 4 shows that the strength of 20 mm strips with a central hole was approx. independant of the hole diameter.

Also the fact that fatigue failures invariably initiate at a point where the stresses are a maximum, even in plain polished specimens, makes the use of a notched specimen with a controlled source of stress concentration, a more logical test of the resistance of the material to the initiation and propagation of a fatigue crack. Moreover, the small variations in the dimensions of the notches, that invariably occur due to manufacturing tolerances, have no effect on the fatigue strength, making the manufacture of notched specimens easier than plain specimens, and with an added advantage of controlling the position of eventual fracture.

It also appears that increasing the sharpness of the notch, as measured by K_{th}, causes the fatigue strength to tend towards a limiting value, Fig. 12, (also refer to the cases discussed before). Such limiting values of the notched fatigue strength may be a more fundamental property of the material than that obtained from plain specimens. The notched fatigue strength is thus uninfluenced by such uncontrollable factors such as the machining and polishing of the specimen surface.

The testing of notched specimens also takes into account such factors as the effect of tri-axial states of stress, and stress gradients on the fatigue strength. Such factors do not influence the results when tests are made on plain specimens, while only rarely is a machine component free from such influences.

In cases where no data exists on the fatigue limit of ferrous materials, it is a common practice to estimate it by multiplying the UTS of the material by a factor, (usually between 0.35 and 0.6). However, experimental evidence indicates that the fatigue strength of notched components does not increase if stronger materials are used. In fact, if severe notches cannot be avoided, there may be no advantage of using higher strength steel, Fig. 13.

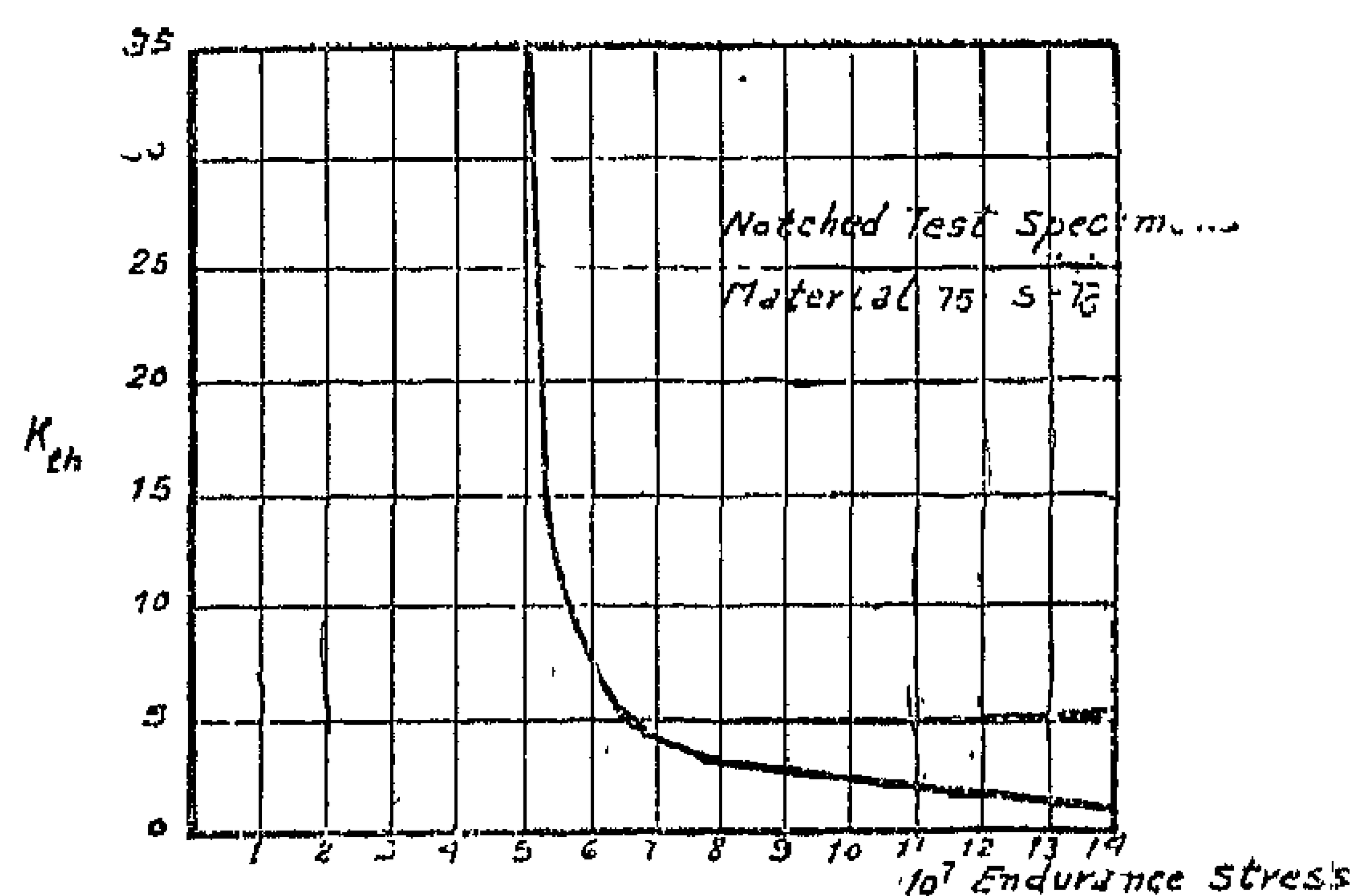


FIG 12. VARIATION OF FATIGUE STRENGTH FOR AN ALUMINIUM ALLOY FOR VARIOUS K_{th}. (16)

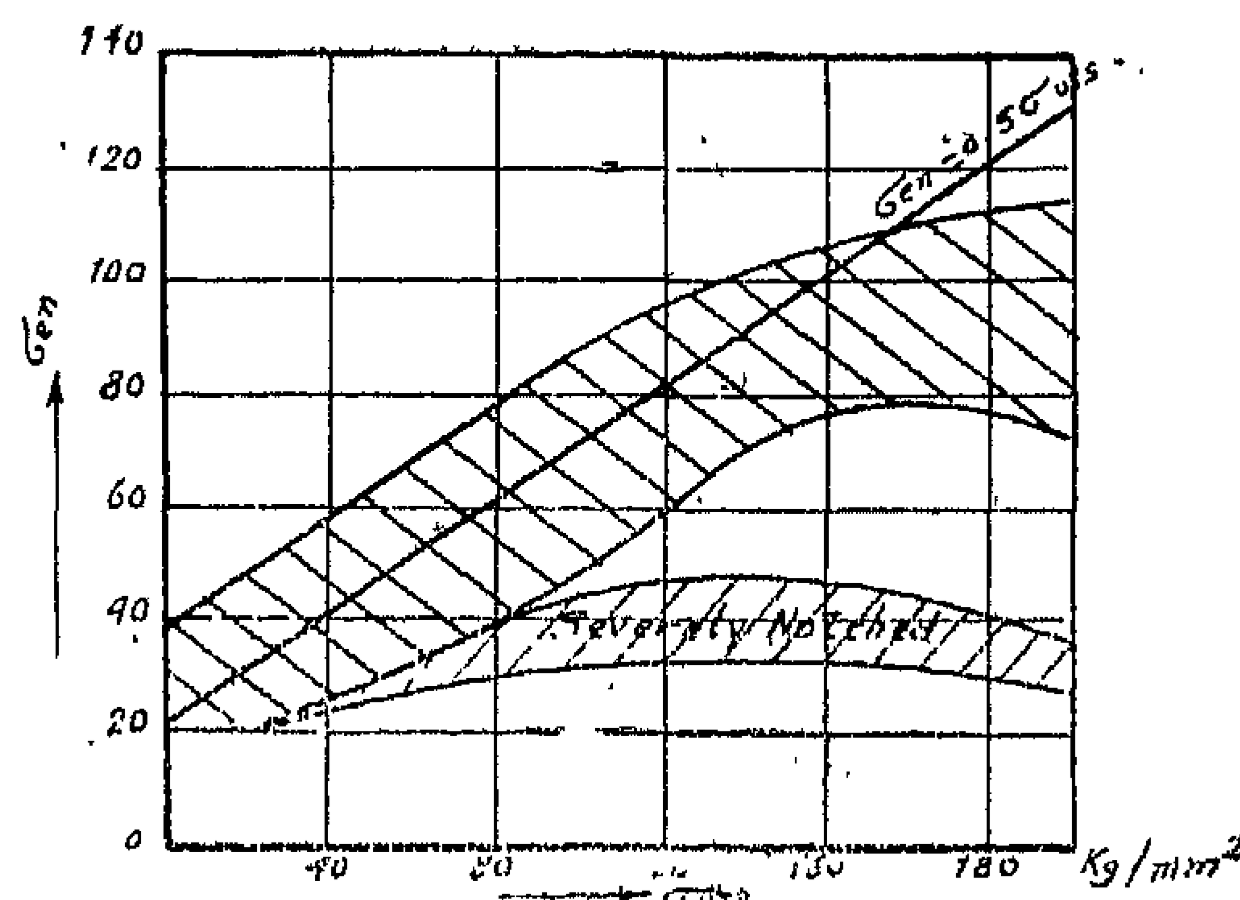


FIG 13. VARIATION OF PLAIN & NOTCHED FATIGUE STRENGTHS OF MATERIALS OF VARIOUS UTS's. (20)

Two series of small specimens (Type C Fig. 2) were taken from the edge and center-line of the strip and subjected to fatigue tests. The results are shown in Fig. 10, together with the results of tests on large specimens of Type A, Fig. 2. Allowing for the small notch effect (about 10%), due to the lack of a parallel test lengh, it may be seen that within the range of specimen sizes tested (5 to 30 mm) there may be no significant difference between the fatigue strength of specimens from the edge and the center of the strip, and thus no geometrical size effect exists for plain specimens subjected to axial tension-compression.

In conclusion of this part of the study, it may be stated that the Neuber Factor of Strength Reduction predicts the fatigue strength of notched specimens and takes into account both the size effect and the sensitivity of the material to the effect of notches. Its use is relatively simple in the case of steels.

It may be noted that this investigation dealt with alternating stresses only, and the results may not be applicable to cases with a super-imposed mean load. The behaviour of notched components in the latter case is different to that of plain specimens. Here, the presence of a mean tensile load may strengthen the part, while a compressive load weakens it (15).

Fig. 11 gives a comparison between the values predicted by the Neuber criterion, and the actual values obtained. The abscissa gives the predicted values of K_N while the ordinate gives the values of K_f. The degree of agreement between K_N and K_f may be judged by the closeness with which the small circles approach the 1:1 line. As a comparison, this procedure has been repeated with the K_{th} criterion, commonly used in design.

It may be noted that the K_{th} is not to be recommended if economical design is required.

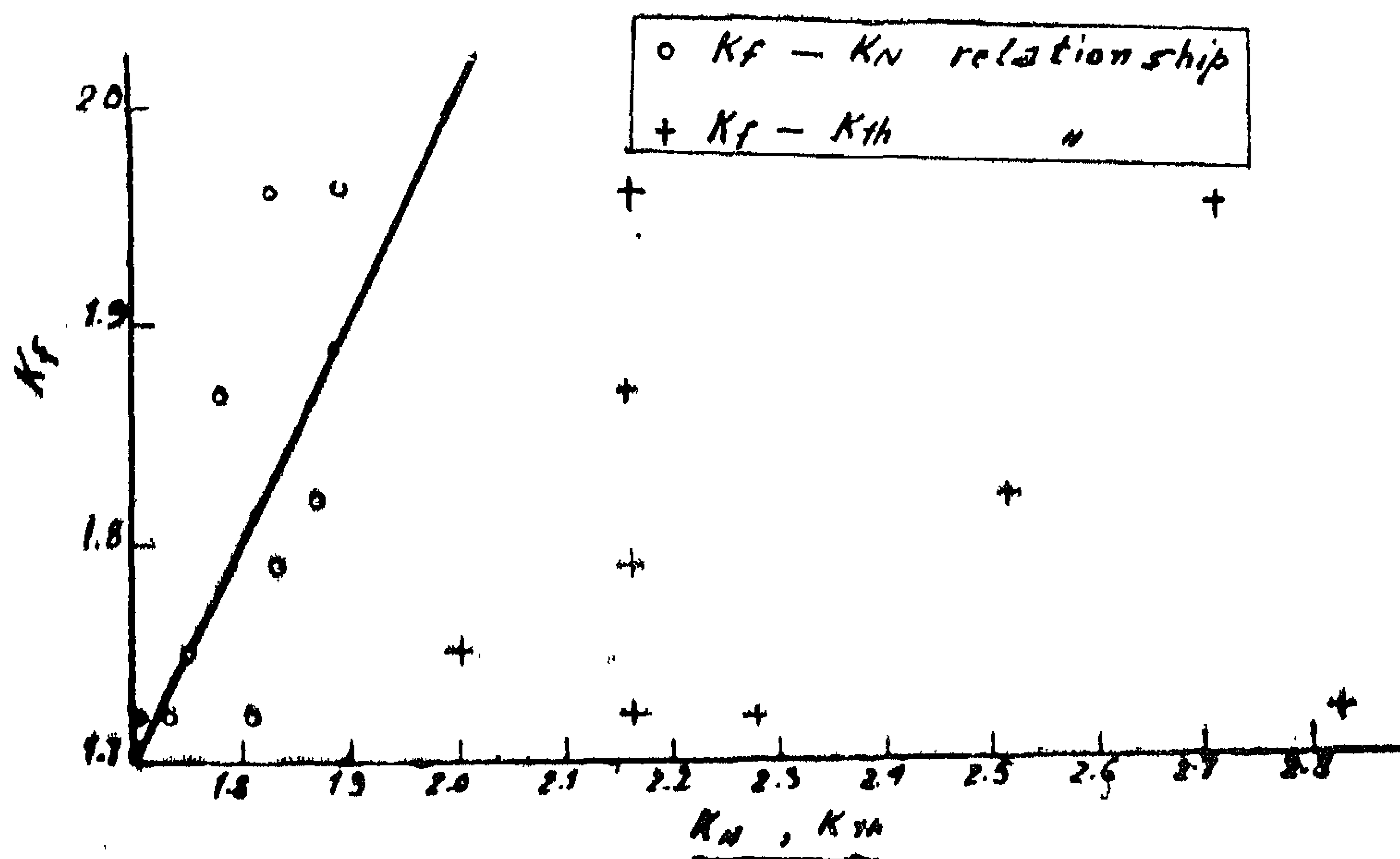


FIG. 11 : COMPARISON BETWEEN VALUES PREDICTED BY THE NEUBER FACTOR AND THE TSCF

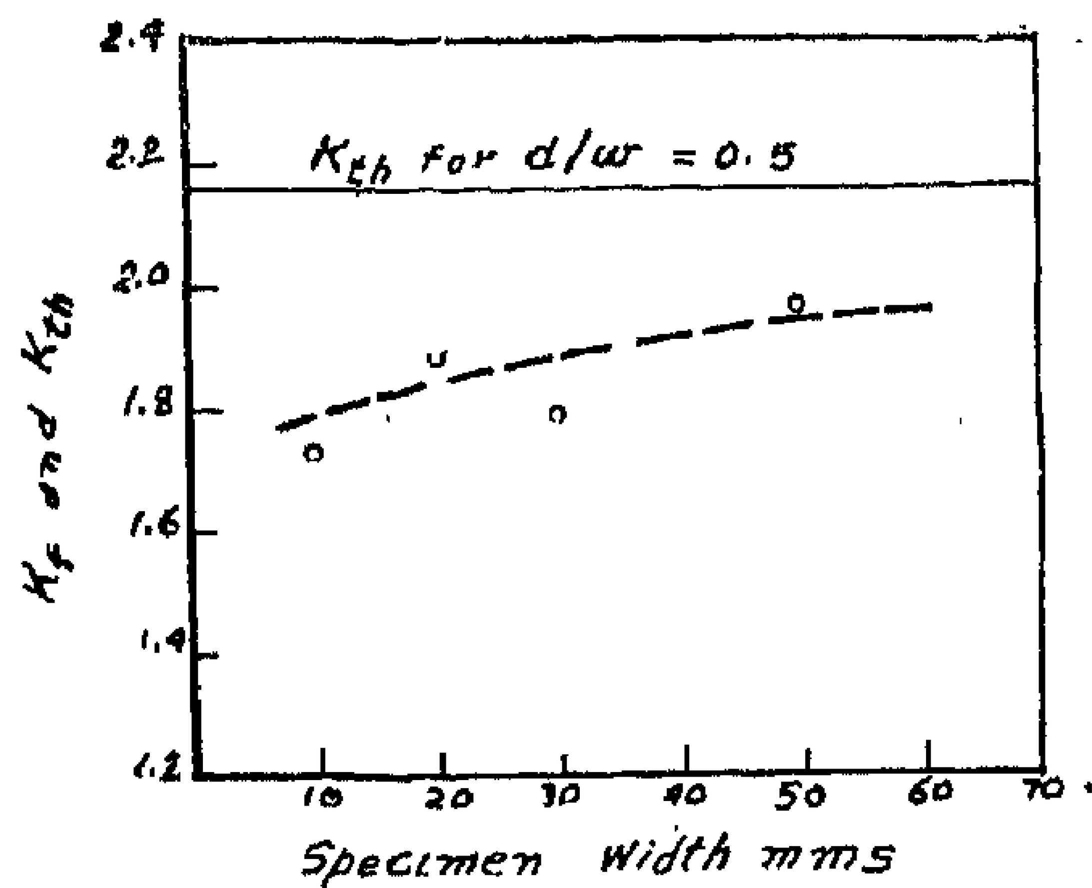


FIG. 9 : K_f FOR STRIPS OF CONSTANT $\frac{d}{w}$ = 0.5

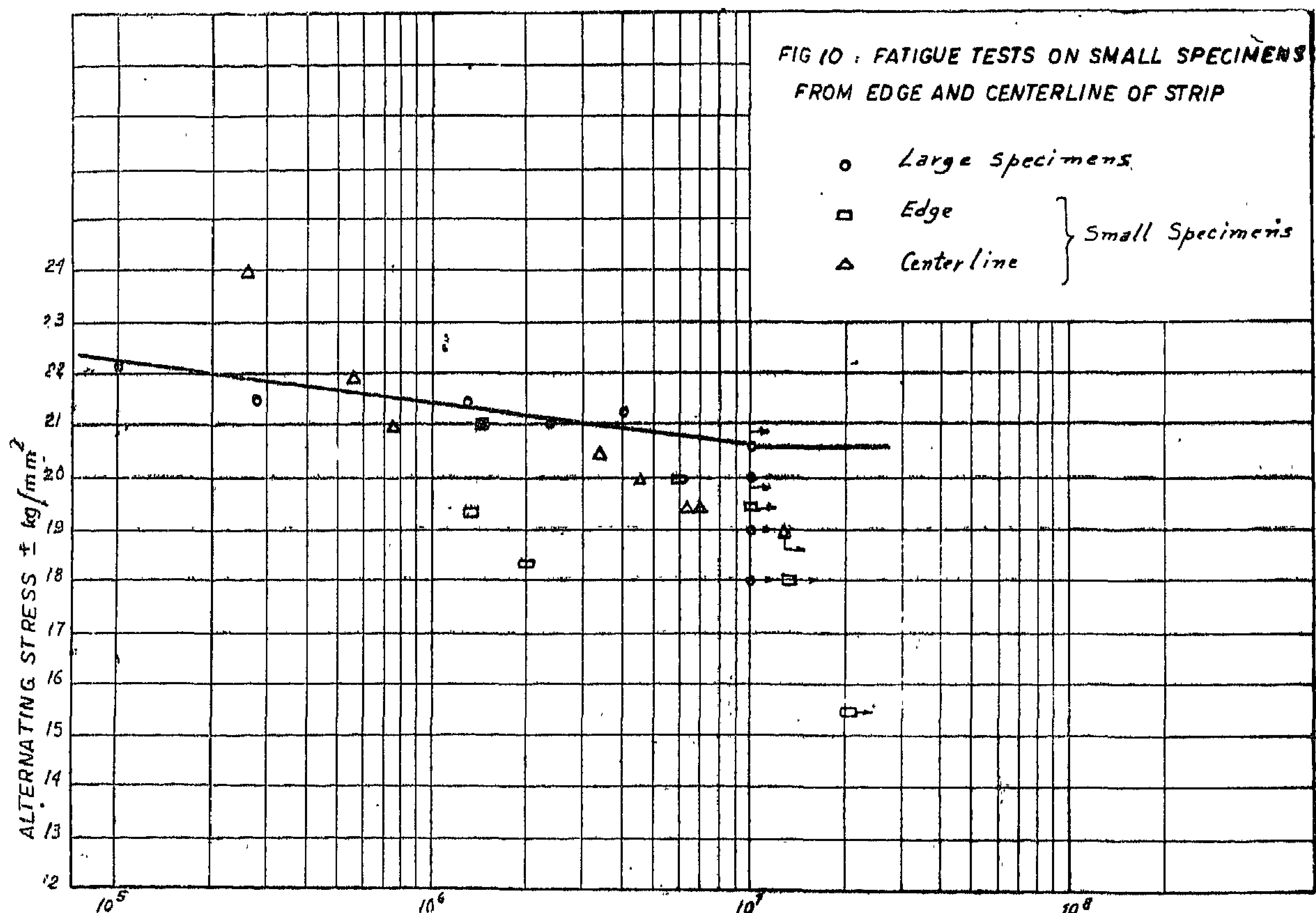
capacity of the machine has limited the size of specimens. It would have been interesting to investigate a tendency often reported in the literature (6, 3) but never actually verified, that K_f tends to equal K_{th} for very large specimen sizes. Judging by the Neuber criterion, this would require an infinitely large specimen size.

The above results show that a definite size effect exists in the case of notched specimens. It remains to be clarified whether:

a) This size effect is due to metallurgical differences between the various longitudinal fibres of the strip. Due to material limitations, it was not possible to keep the zone subjected to the maximum stresses (on the transverse center line of the hole) in the same transverse position when manufacturing the specimens, and thus largely excluding metallurgical differences.

b) It is also necessary to investigate whether the observed effect is due to an intrinsic size effect that is present even in plain specimens, or if the presence of stress gradients is a necessary condition.

Metallographical examination of the strip failed to reveal any difference in the micro-structure, except for a decarburized surface layer typical of such hot-rolled mild steels. This layer was of course removed during the preparation of the test specimens, as insured by metallographical tests on the finished specimens.



in the presence of notches, the lowest reduction of fatigue strength of the material that may be expected, is for a certain combination of notch geometry and specimen size and not for high values of K_{th} alone, that are generally associated with severe notches. This is somewhat in conflict with generally accepted views, but it may be understood by taking into account the natural reluctance of designers to use higher values of the fatigue limit for severe notches than for milder ones.

This apparent strengthening effect of severe notches has already been mentioned in the last section. It may be explained qualitatively by assuming that for sufficiently high values of K_{th}, the sharp stress peaks yield plastically, redistributing the stress more uniformly. At the same time, the material may strain harden, and can thus sustain the reduced peak stresses without failure.

Some experimental evidence indicates that the mechanism by which the stress redistributes is by an actual fracture of the material in the area of highest stresses, the crack spreading to the point where the elastic stresses are equal to the fatigue limit of the material (14). The crack does not propagate further, unless the applied stress is increased.

The Effect of Size on the Fatigue Strength of Notched Specimens

The second series of tests investigates the effect of specimen size when K_{th} is kept constant. The range of sizes investigated is 10 to 50 mm with a hole to width ratio of 0.5, and thus of constant $K_{th} = 2.16$. The results for the 20 mm strips were taken from the first series. The S-N curves are given in Fig. 8, while the fatigue limits obtained from these curves are plotted in Fig. 9. Here again, there is apparently no direct relationship between K_t and K_{th}. However, there is a distinct tendency of K_t to increase with increasing specimen width. The available

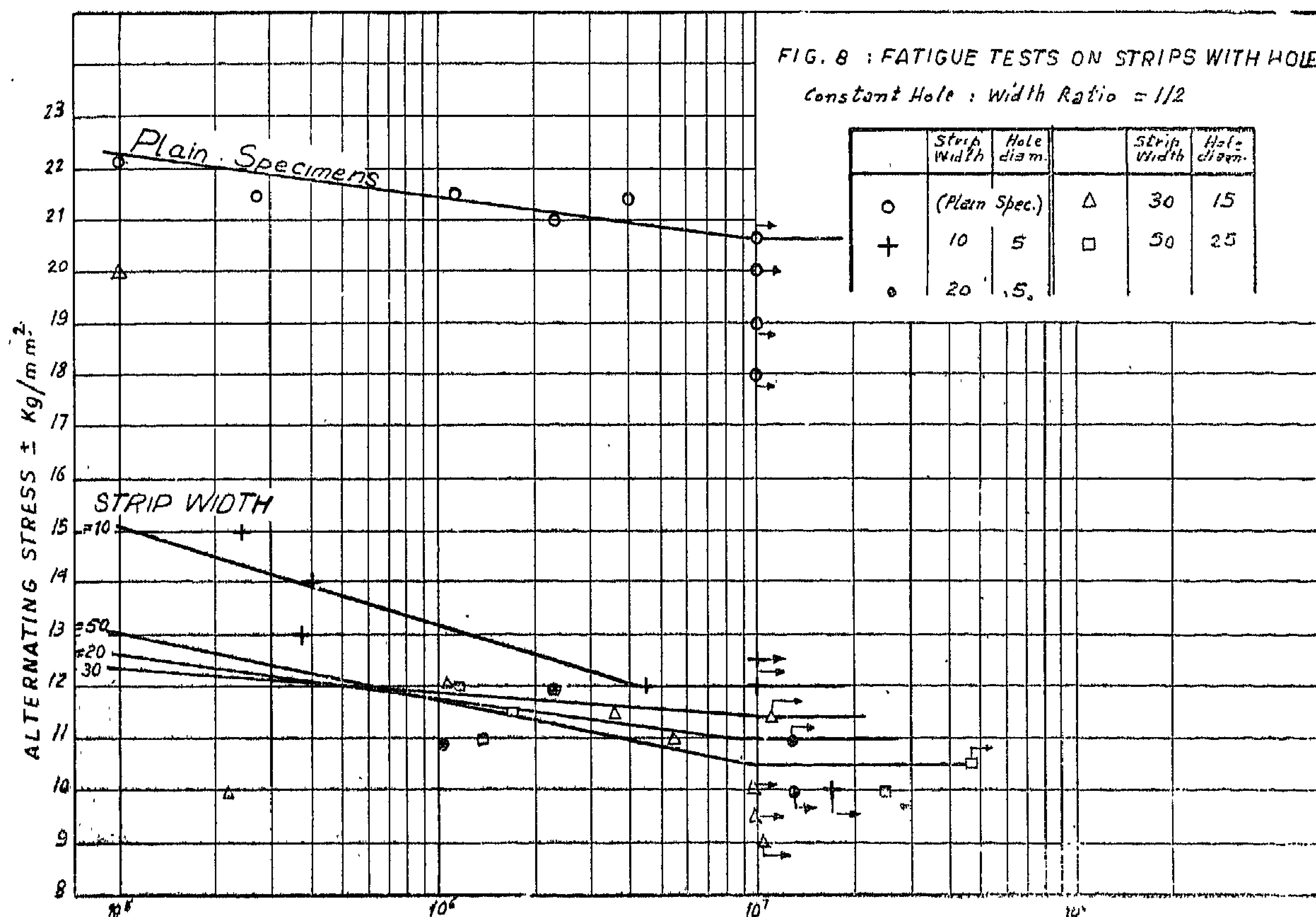


FIG. 8 : FATIGUE TESTS ON STRIPS WITH HOLE

C. *The Relative Stress Gradient Criterion* Criterion (The χ- Criterion).

Fig. 5 interprets the results in terms of the χ- criterion, The ordinate is the maximum stress ($= K_{th}. \sigma en$ where σen is the nominal endurance limit). It shows similar tendencies to those reported by Siebel et al (13), in that the fatigue strength when measured by the maximum elastic strength occuring ($=K_{th}. \sigma_{en}$) increases about 30 to 40 % in the presence of steep stress gradients caused by correspondingly high values of K_{th}.

It may be noted that the abscissa, the relative stess gradient χ, was calculated from the approximate formula (see Appendix II) $\chi = 4.2/d$ mm^{-1} where d is the hole diameter in mms.

At zero stress gradient, the fatigue limit of the material, obtained from a plain specimen subjected to tension compression is plotted ($= 20.6$ Kg/mm^2).

This criterion explains the reason for the relatively higher fatigue strengths obtained in bending (with their accompanied stress gradient) compared to direct stresses (with χ = zero).

However, this criterion does not seem to account for the apparent strengthening effect of very severe notches, e.g. the lmm hole in Fig. 5. Thus in spite of the high value of K_{th} ($= 2.83$ in this case), the fatigue strength of the strips is nearly equal to that for lower values of $K_{th} = 2.05$. Such an apparent strengthening effect has often been reported by other investigators. For example, Phillips (6, 14) observed that the fatigue strength of mild steel specimens with a circumferential 55° V- groove 5 mm deep was the same whether the notch root radius was 0.6 mm (with $K_{th} = 4.4$) or 0.05 (with $K_{th} = 14$).

The main difficulty of utilizing this criterion in design is the absence of material characteristic curves (relating σmax to χ). For materials other than mild steel, for which some data exsists (13), this curve must be determined experimentally.

D. *Neuber Factor of Strength Reduction Criterion.*

The two curves given in Fig. 7 give the variation of the Neuber Factor of Strength Reduction K_N for two values of the material constant of the Neuber formula A'. The dotted curve is for $\sqrt{A} = 0.75$ and this value was obtained from Kuhn's curve, Fig. 1. This gives conservative results that may be recommended in design. The lower curve, (full line), is for $\sqrt{A} = 1.07$, and was obtained by trial and error. The experimental values. are given by the small circles.

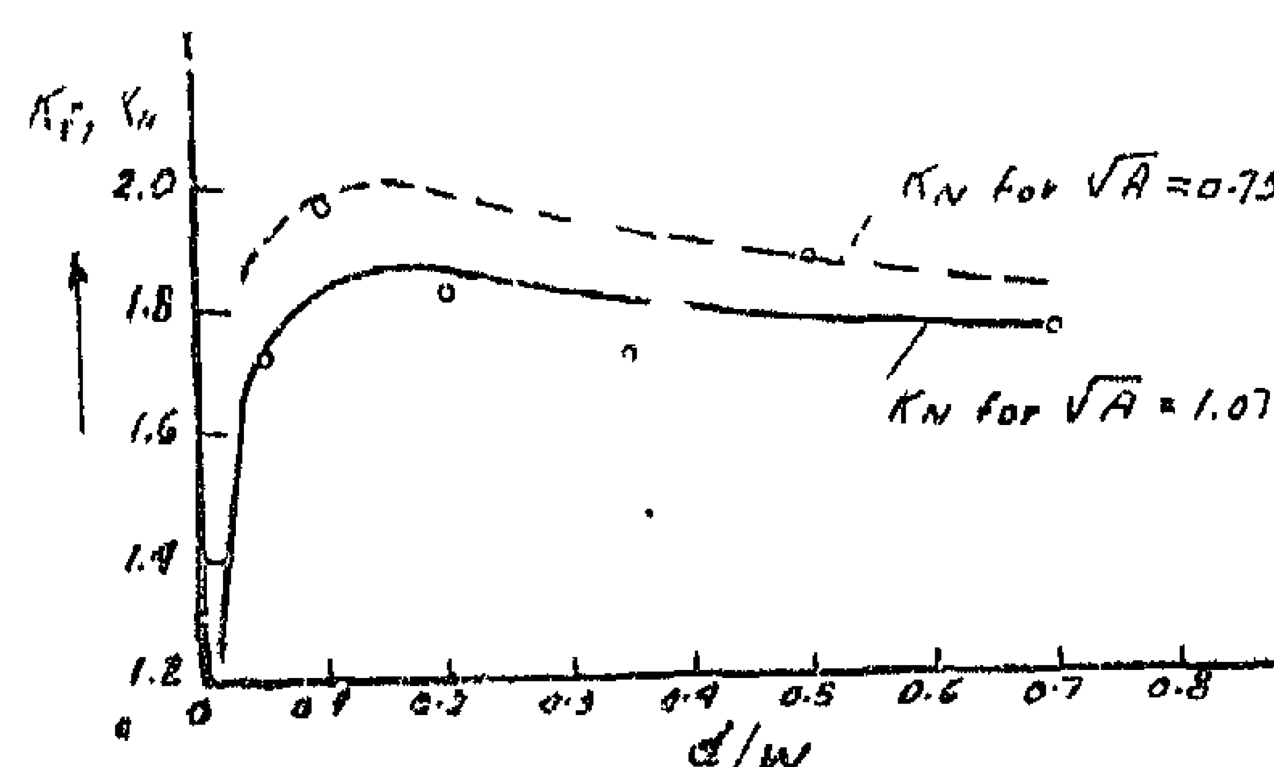


FIG 7 NEUBER FACTOR OF STRENGTH REDUCTION

The tendencies predicted by K_N agree with the experimental results, which show that

1) very small holes have little or no effect on the fatigue strength of mild steel.
2) the variation of the hole diameter from lmm to 14 mm in a strip of constant width of 20 mm gives an approximately constant reduction in the fatigue strength (approx. 1,83), the maximum variation being ± 7 % and of the same order as the expected experimental errors (± 5 %). K_N for the same range of hole diameters lies between 1.73 and 1.87 (Table I). These average out to 1.80 with the variations lying between ± 4 %.

The curve of K_N, supported by the experimental result, shows that the maximum reduction in fatigue strength lies between values of $\frac{d}{w}$ of 0.1 and 0.2. This means that,

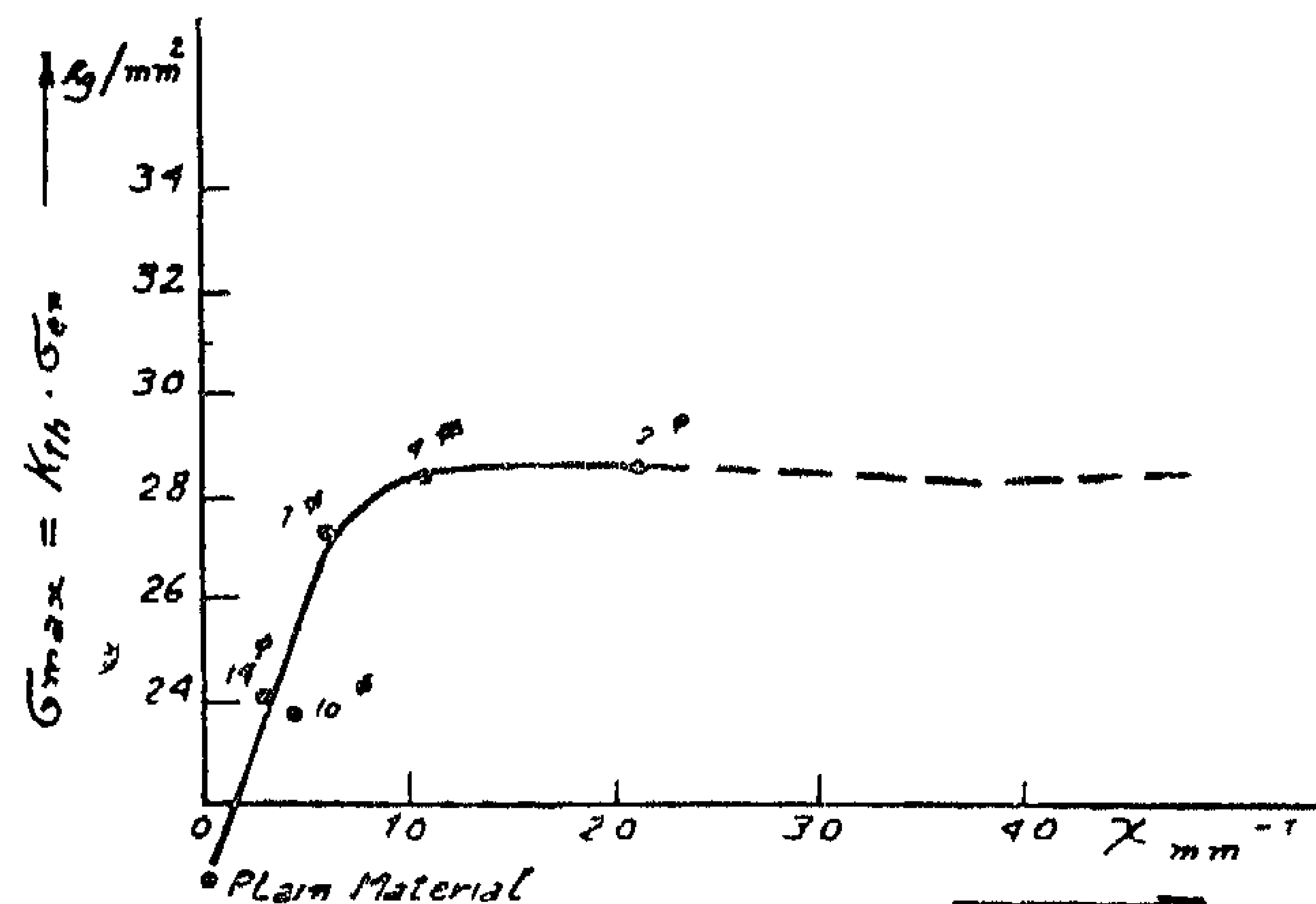


FIG. 5 : MAXIMUM STRESS IN RELATION TO THE STRESS GRADIENT χ

However, the principle "disadvantage" of the K_{th} criterion may be that it does not take into account the sensitivity of the material to the effect of notches.

B. *The Notch Sensitivity Index Criterion.*

A graphical presentation of this criterion is given in Fig. 6, which shows the variation of the Notch Sensitivity Index q in relation to the radius of the hole. In spite of the scatter, the curve representing the change of q against root radius is similar to those reported by other investigators, in that q tends towards zero for very small radii of the hole (5, 6) and gradually increasing for larger values of the notch radius.

It may be questioned whether in such cases as the present, if it would not have been simpler in the design of a notched component, to apply a single value of K_f to all the different cases, than to calculate K_{th}, then obtain an estimate of q from such a curve as that given in Fig. 6 and then finally to calculate K_f from the expression $K_f = q\ (K_{th} - 1) + 1$.

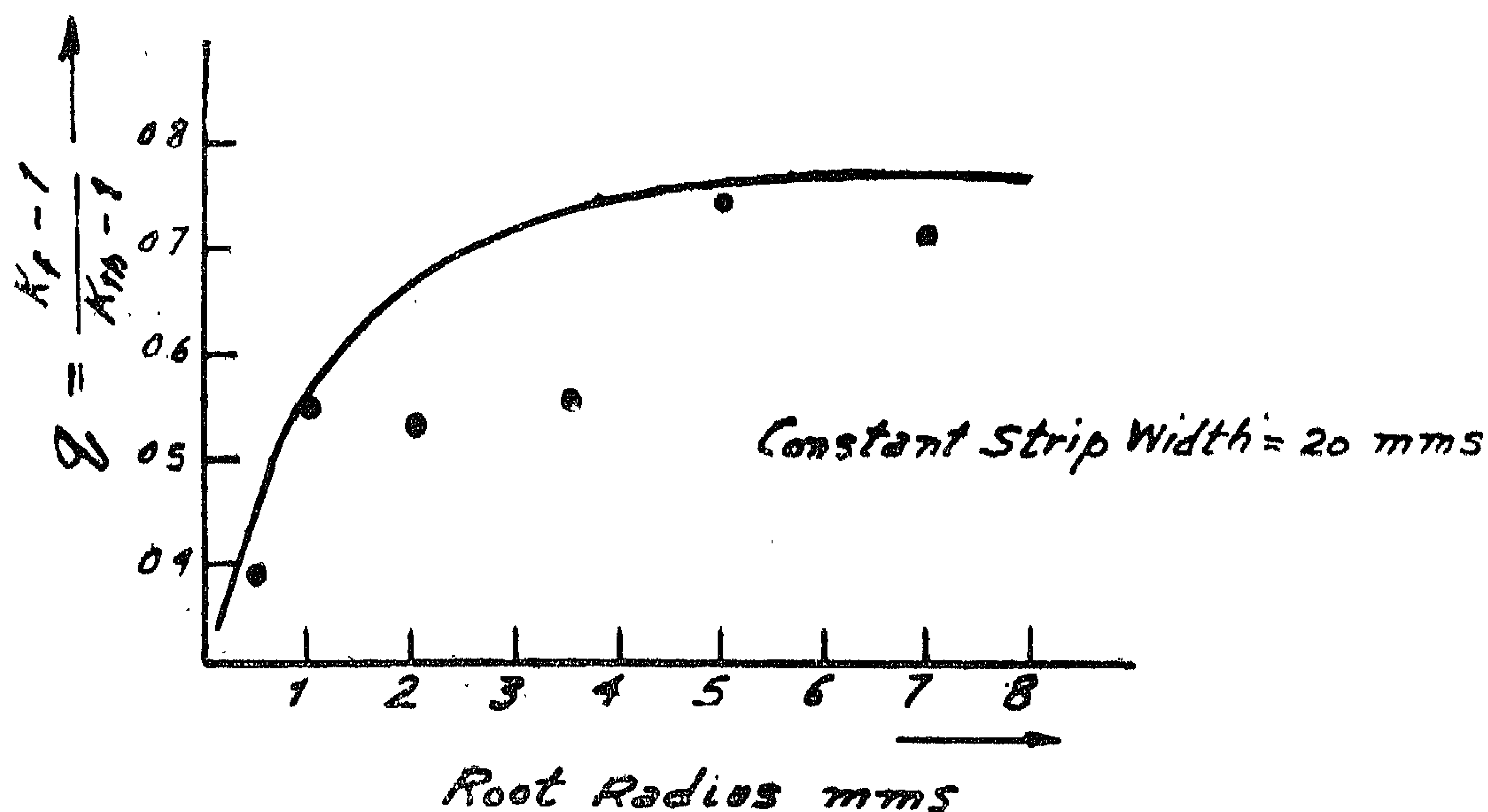
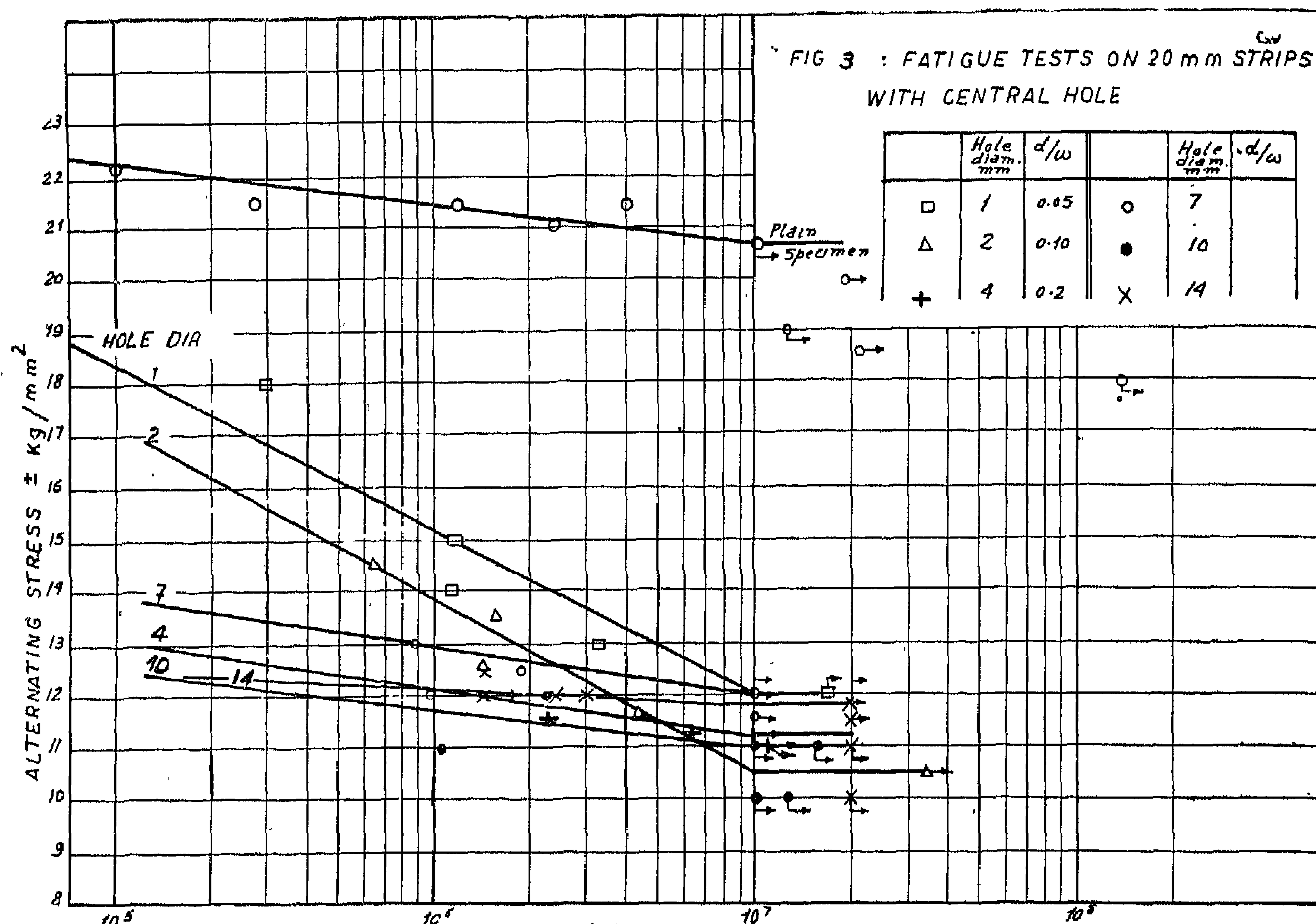


FIG 6 VARIATION OF NOTCH SENSITIVITY INDEX q FOR VARIOUS HOLE DIAMETERS



luenced by the tri-axial state of stress existing in the vicinity of most types of notches. Even in such a simple case as that of a circular hole in a flat strip, there is a bi-axial stress distribution. A theoretical stress concentration factor that takes into account this fact, by means, say, the maximum shear strain energy criterion, where all the stresses present influence the "equivalent stress" would probably be a more comparable value to K_f.

A second reason for the apparent disparity between K_f and K_{th} may be due to the strengthening effect of the lesser stressed fibres in the neighbourhood of steep stress gradients that generally exist around notches.

A third reason may be the basic assumptions of the theory of elasticity, that are also assumed in the deduction of K_{th}, viz. that the material is homogeneous, isotropic and obeys Hooke's Law. Such assumptions do not necessarily hold on the scale upon which the mechanism of fatigue failure occurs.

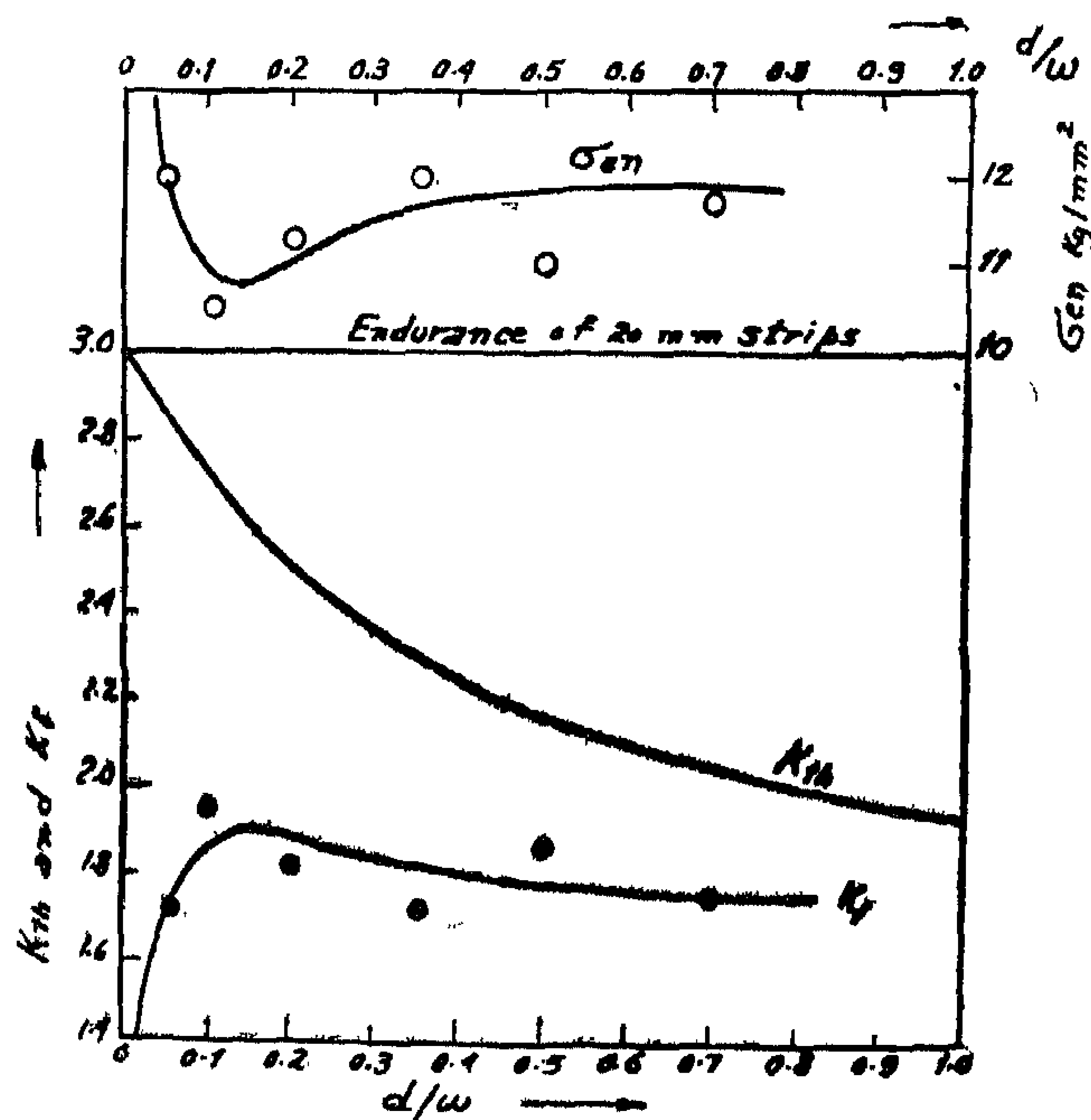


FIG 4 K_f and K_{th} OF 20 mm STRIPS FOR VARIOUS $\frac{d}{\omega}$ RATIOS

values of K_{th}, $K_f = K_{th}$ and it may be assumed that the fatigue strengths are reduced by the full amount of K_{th}.

The testing machine used is the "Amsler 10 Tons Vibrophore", having a range of ± 5 Tons mean load and ± 5 Tons alternating. The operation of the machine is fully described in the special catalogue of the machine.

III. DISCUSSION OF RESULTS

The first series of tests investigates the influence of the different values of K_{th} on the fatigue strength by subjecting strips of equal width (w) and thickness, but having a central hole of different diameters (d). Thus the effect of specimen size is excluded. The resulting K_{th} was calculated from Wahl and Beeuwke's empirical formula (10)

$$K_{th} = 3 - 3.13\left(\frac{d}{w}\right) + 3.76\left(\frac{d}{w}\right)^2 - 1.71\left(\frac{d}{w}\right)^3$$

The values of K_{th} obtained from this formula for the various hole diameters investigated are given in Table I.

The results of fatigue tests on these strips are given in Fig. 3 and the fatigue limits obtained from these curves are also given in Table I, together with other derived parameters.

TABLE 1

First Series of Tests on 20 mm Strips with a Central Hole

Hole Diameter d mms	d/ω	σ_{en}	K_{th}	K_f	q	$\frac{\sigma_{max}}{K_{th}\ \sigma_{en}}$	%	K_N
1	0,05	12,0	2,83	1,72	0,393	34,0	4,2	1.73
2	0,10	10,5	2,72	1,96	0,557	28,6	2,1	1.83
4	0,20	11,3	2,51	1,82	0,540	28,4	1,05	1.87
7	0,35	12,0	2,28	1.72	0,560	27,4	0,60	1.81
10	0,50	11,0	2,16	1.87	0,750	23,8	0,42	1.78
14	0,70	11,75	2,05	1.75	0,715	24,1	0,30	1.25

Notes : 1) All strips are of const. nominal width = 20 mm and thickness = 5.6 mm.

2) The fatigue strength of the material = 20.6 Kg/mm².

3) K_N calculated for $\sqrt{A}$ = 1.07.

Fig. 4 gives the variation of K_f and K_{th} for the various d/w ratios investigated. It may be noted that there is apparently no direct relationship between the trends of K_{th} and K_f. Also in no case did K_f exceed K_{th}. These observations are in agreement with those of other investigators (5, 11).

A. *The Theoretical Stress Concentration Factor Criterion.*

As mentioned above, there is apparently no correlation between K_{th} and K_f. Some of the reasons for this will now be discussed.

K_{th} is based upon a uni-axial state of stress, although fatigue failures may be inf-

TYPE A

200

30

55

40

30

70 R

5.6

TYPE B

d

W

5.6

Spec. N°	7x	6x	5x	8x	4x	9x	2x	1x	3x
d	1	2	4	7	10	19	25	15	5
W	20						50	30	10

r = 50

N^os 11-17

7

5

1

≃ 20

150

6

TYPE C

N^os 1-7

Note:

1) Above dimensions in mms

2) Nominal dimensions are given

3) The small variations from above dimensions are taken into account by accurate measurements when calculating loads

FIG. 2 : SPECIMENS USED IN THIS INVESTIGATION

The material used is a hot rolled steel strip 6 × 60 mm. The chemical and mechanical properties are given in the Tables below :

Mechanical properties of Test Material	
Yield Point (Kg/mm²)	22
Ultimate Tensile Strength (Kg/mm²)	37.5
Elongation δ_5%	34
Reduction of Area %	57
Vickers Hardness Number (Kg/mm²)	120

Chemical Composition of Test Material*	
Carbon	0.12
Silicon	0.09
Manganese	0.35
Phosphor	0.023
Sulpher	0.026

*Analysis Conducted by the Egyptian Iron and Steel Co. Helwan.

It has been assumed that the form of the notch is of minor importance in relation to the K_{th} it causes, thus it is sufficient to investigate the effect of the various K_{th} on the fatigue strength, and the results obtained may be applicable to other forms of notches, if of the same material and K_{th}.

The first series of tests were on a constant sized specimen but of varying K_{th}. A second series of tests were on different sized specimens but of constant K_{th}. In these, a definite size effect was observed, and it was necessary to determine if this effect was due to material influences. The results are then examined in the light of the various criteria already discussed to determine which of them is applicable.

In such cases, it may be preferable to resolve the problem into its simplest aspects in an attempt to reveal any fundamental relationships that may exist. For this reason, circular holes in a flat strip were chosen as the source of stress concentration. The stress distribution in this case is bi-axial, the analytical solution (9) having been verified experimentally (10). Furthermore, it is possible to manufacture the 6 to 8 reasonably equal specimens required for a single S-N curve. This may reduce any eventual scattering of the experimental points due to manufacturing errors, and any small eccentricity that may occur has little effect on K_{th}, (See Appendix I). Such advantages are not present in other forms of notches, say a circumferential V-groove in a round bar. In the case of V-grooves, K_{th} varies within wide limits for small changes in the root radius of the notch — the very source of difficulty in reproducing 6 or 8 times. Also the stress distribution is tri-axial.

The tests were carried out under axial tension-compression to exclude the complicating effect of stress gradients super-imposed upon any existing ones if the loading was torsion or bending.

The specimens used are shown in Fig. 2.

Type A has been used to determine the fatigue strength of the material used, Type B to investigate the notch and size effect and Type C were small specimens used to examine whether the observed size effect was due to metallurgical differences between the edge and center longitudinal fibres of the strip used. It may be mentioned that this type of specimen, where the usual parallel length has been reduced to zero, is easier to manufacture than Type A. By a suitable choice of proportions, it is possible to obtain low values of K_{th} (= 1.1 in this case) and for such low

D. *Neuber factor of strength reduction k_n*

Neuber has put forward an empirical formula that for steel has overcome many of the shortcomings of the previous criteria (1). It is based upon the length 'A' of a hypothetical unit of the material, whose falure will initiate a propagating crack under the action of repeated loading. The length 'A' of this unit is incorporated in the following formula.

$$K_N = 1 + \frac{K_{th} - 1}{1 + \frac{\pi}{\pi-\omega}\sqrt{\frac{A}{r}}}$$

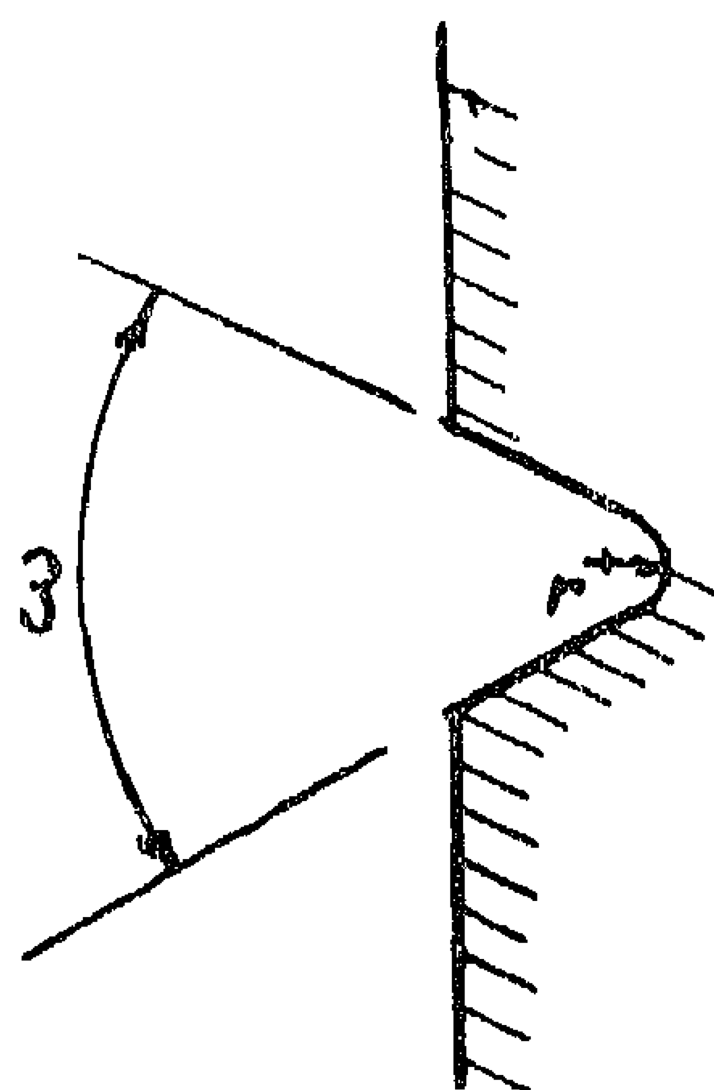


DIAGRAM ILLUSTRATING NOTATIONS OF NEUBER'S EQUATION

where K_N = Neuber's Factor of Strength Reduction

K_{th} = the Theoretical Stress Concentration Factor

π = the constant 3.142...

A = a Material Constant

r = Notch root radius in the same units as 'A'

ω = the flank angle of the notch in radians

It may be noted that this formula contains a size parameter.

The quantity 'A' may be obtained either from Kuhn's curve, Fig. 1, or by tests on notched specimens manufactured from the material under consideration.

In spite of the evidence supporting the usefulness of the Neuber formula, it is still seldom used in design. The reasons for this may be due to the absence of any fundamental basis for the method, and that there is little or no data for 'A' available except for steel. Nevertheless the Neuber Factor gives closer agreement with experimental results than the theoretical stress concentration criterion (7, 8) and is easier to use than either the q-criterion or the χ-criterion.

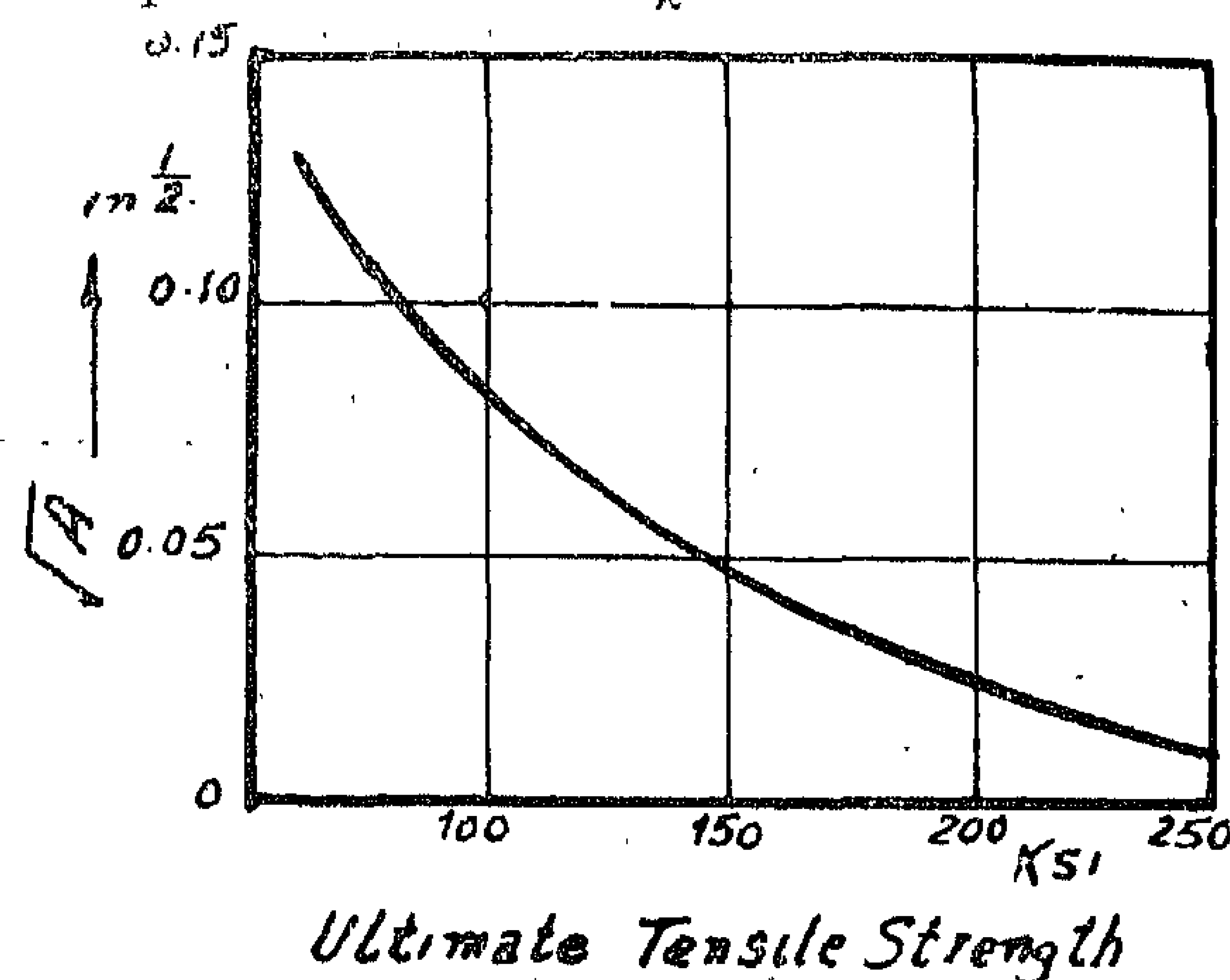


FIG: 1 - KUHN'S CURVE FOR NEUBERS MATERIAL CONSTANT A

II. EXPERIMENTAL INVESTIGATION

A. *Specimens and Materials.*

Due to some of the conflicting views expressed in the literature, it seemed of interest to investigate some of the factors affecting the fatigue strength of notched components manufactured from mild steel.

From the previous discussion it appears that besides the type of material, the two major factors influencing the fatigue strength of notched components are K_{th} and the size of the part.

This investigation deals solely with the effect of K_{th} and size.

This gives a scale ranging from $q = 0$ for materials that are completely insensitive to notches ($K_f = 1$, e.g. C.I.) to $q = 1$ where the fatigue strength of a component is reduced by the full amount of K_{th} of the notch present.

It was thought that q would be a material constant whose knowledge, together with that of the theoretical stress concentration factro K_{th} would enable the estimation of K_f, viz. $= q (K_{th} - 1) + 1$. This is not the case. The fatigue strength of notched geometrically similar components decreases with increasing absolute size of the components, although for such cases K_{th} remains constant. This requires that q is presented in the form of charts with some absolute dimension of the part as a parameter, e.g. the notch root raduis.

In spite of such apparent shortcomings, q is of great value. It emphasizes with which materials care must be exercised with regards to stress raisers. Thus, e.g. any surface scratches in a high strength alloy steel component would influence its fatigue strength far more than a similar scratch on a cast iron component, and that notched components made of hardened high-strength steels will not necessarily perform better than ones made from a weaker material.

C. *Relative stress gradient criterion.*

Available experimental evidence indicates that the fatigue strength, of notched components, or more generally, in the presence of stress gradients, decreases with increasing component size. Probably part of this effect of size is due to the difficulty of manufacturing large sized parts with a homogeneous metallurgical structure. However, if metallurgical influences are excluded, and such an effect still remains, it may be termed the *"geometrical size effect"*.

Both the geometrical "size effect" and the "notch effect" may be attributed to the presence of stress gradients associated with these phenomena, no size effect being observed in cases where a uniform stress distribution is present, e.g. axial tension-compression loading on a plain specimen.

Stress gradients influence the fatigue strength by the support afforded by the lesser stressed fibres when the higher stressed ones fail. This is supported by evidence indicating that members with stress gradients are stronger than when judged by the maximum stresses prevailing.

This has led to the development of the following definition of the "Relative Stress Gradient" χ as

$$\chi = \frac{1}{\sigma_{max}} \left[\frac{d\sigma}{dx} \right]_{\sigma\ max}$$

where σ_{max} = the maximum stress

$\left[\frac{d\sigma}{dx} \right]_{\sigma_{max}}$ = the stress gradient at the point of maximum stresses

It is possible by means of subjecting cylinderical specimens of various diameters to alternating bending stresses to obtain a relationship between χ and σ_{en}, where σ_{en} is the fatigue limit of the specimen. This curve is called the "material characteristic curve". In the case of bending, $\chi = \frac{2}{d}$. This curve may then be used in the design of different sized notched components, by insuring that the maximum stress does not exceed the fatigue limit corresponding to the relative stress gradient of the case under consideration. This criterion also explains the size effect observed in both torsion and bending fatigue. It also supports experimental results that fail to reveal any intrinsic size effect in cases of direct loading, i.e. where no stress gradient exists (6).

In the presence of such discontinuities, the absolute size of the part is also an important factor. The apparent decrease in fatigue strength of machine components when their size increases is termed *"size effect"*.

There are many methods available to estimate the effect of notches and of the absolute size of machine components. However, the simplest one, and the one most widely used, takes into account only geometry of the part and neglects the effect of size. Other methods take into consideration not only the size, but also the varying sensitivity of the different materials to notches. The actual decrease in fatigue strength of any component is characterised by the "Fatigue Strength Reduction Factor" K_f which may be defined as the ratio (> 1) of fatigue strength of the material (from a plain polished specimen) to the fatigue strength of a component for the same lifetime. In the following paragraphs, some of the methods used to estimate K_f are given briefly.

A. *The Theoretical Stress Concentration Factor Criterion.*

The fatigue failure in any component invariably initiates at a point where the stresses are a maximum Such stresses occur in the vicinity of discontinuities and being very localized are called stress concentrations. The ratio (> 1) of the maximum stress to the nominal average stress as calculated by such expressions as $\frac{P}{A}$ or $\frac{My}{I}$ is called the Theoretical Stress Concentration Factor 'K_{th}'. As it depends only upon the geometry of the part and is independant of both the material or of the size of the part it is sometimes called Geometrical or Form Factor".

The K_{th} criterion assumes that no failure will occur if the maximum stresses in the part are less or equal to thel fatigue limit of the material from which it is manufactured. In other words, that $K_f = K_{th}$.

K_{th} can be deduced analytically for many types of notches and loading conditions (1)*. However, the majority of the available data (2) upon K_{th} is obtained by photoelastic techniques. Although for three dimensional cases this method is a difficult one, experimental evidence indicates that K_{th} determined from plane models is sufficiently accurate for most practical cases (3). Other methods for determining K_{th} are by actually measuring the maximum strain by means of sufficienty small gauge-length extensometers, e.g. X-rays. The direction and position of the maximum principle stresses being first located by means of Brittle-Lacquer techniques (4).

However, experimental evidence indicates that K_f is approximately equal to K_{th} only when the latter is about or less than 2. Larger values of K_{th} are not accompanied by correspondingly large values of K_f. Although K_{th} may be increased (perhaps accidentally) to 40 or more, K_f rarely exceeds the value of 3. In fact some investigators have reported an 'inverse' effect in which a notch with K_{th}' = 2.6 decreased the fatigue strength more than when K_{th} = 18 (5).

Hence this criterion tends to under-estimate the strength potential of a material. Furthermore, it has been observed that some materials are hardly effected by the presence of notches, e.g. C.I., and the fatigue strength in such cases is nearly equal to that of plain specimens, i.e. $K_f = 1$.

This has led to the development of other criteria that take into account the varying sensitivity of the different materials to notches.

B. *Notch sensitivity index criterion.*

The Notch Sensitivity Index 'q' may be defined as

$$q = \frac{K_f - 1}{K_{th} - 1}$$

*The numbers between parenthesis refer to the corresponding Bibliography at the end of this manuscript.

SOME ASPECTS OF THE EFFECT OF

NOTCH GEOMETRY ON FATIGUE STRENGTH

By

Dr. YEHIA KABIL
Ass. Prof., Fac. of Engineering,
Cairo University.

SHAFIK K. ISKANDER (B. Mech. Eng.)
Nat. Inst. of Standards
Dokki — Cairo.

INTRODUCTION

Metallic materials subjected to repeated loads fail at stresses lower than those that would cause failure in one single application. Such failures are called fatigue failures. The design of machine members to resist fatigue failures is still an approximate procedure, and in cases of members containing stress raisers, it is necessary to test a number of them under simulated operating loading conditions. This is a lengthy and costly procedure.

It would be ideal to develop the methods available so that they become more accurate in relating the geometry and size of a component to the fatigue strength of the material from which it is manufactured.

These methods are all based upon an estimation of the effect of the maximum stresses present in the member Such maximum stresses occur in the vicinity of discontinuities, either accidental (blowholes, cavities, scratches, etc.) or functional (holes, fillets, etc.) necessitated by the function the part is to perform.

The first part of this study is a review of some of the methods used to estimate the fatigue strength of components bearing discontinuities. These components are called notched to distinguish them from the plain polisheld specimens used to determine the material fatigue strength. Furthermore, due to some of the apparently conflicting views expressed in the literature, it seems of interest to investigate the effect of the various parameters on the fatigue strength of notched components. It has been implicitly assumed that the actual geometry of the notch is of secondary importance with respect to the maximum stress caused by the notch.

The universal practice of using the material fatigue limit as determined by tests on plain polished specimens as the starting point of strength calculations has been examined in the second part of this study. It seems that the fatigue limit obtained from tests on a suitably shaped notched specimen is a better indication of the fatigue strength of the material.

I. THE NOTCH AND SIZE EFFECT.

The fatigue strength given among the usual mechanical properties of a material is determined from tests on small specimens having a polished parallel length. Such conditions are rarely satisfied in actual machine members, which generally have holes, fillets, shoulders etc., prescribed by the function of the part. Such discontinuities, generally called stress raisers, have a pronounced weakening effect on the member when its fatigue strength is compared to that determined from a standard fatigue specimen prepared from the same material. This weakening effect is called the *"notch effect"*.

EDITING COMMITTEE

INFORMATION

- The editors welcome for publication engineering researches and articles as well as discussions on any material appearing in this periodical.

- This periodical does not hold itself responsible for the opinions expressed in it.

- Any material intended for publication must be sent to the Secretarial at the address of the Egineering Society at Cairo.

SUBSCRIPTIONS

All members of the Engineering Society at Cairo are ipso facto subscribers of this periodical.

Subscription for engineers P.T.60 per annum.

Subscription for others P.T.200 per annum.

HEAD OFFICE

Egyptian Society of Engineers,

28. Ramses Avenue, Cairo. Tel. 52106

ADVERTISEMENTS

Sole agents for advertisements appearing in this periodical :

JOURNAL OF
THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS
U.A.R.

QUARTERLY SCIENTIFIC PROCEEDINGS

ISSUED BY

THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS—U.A.R., CAIRO

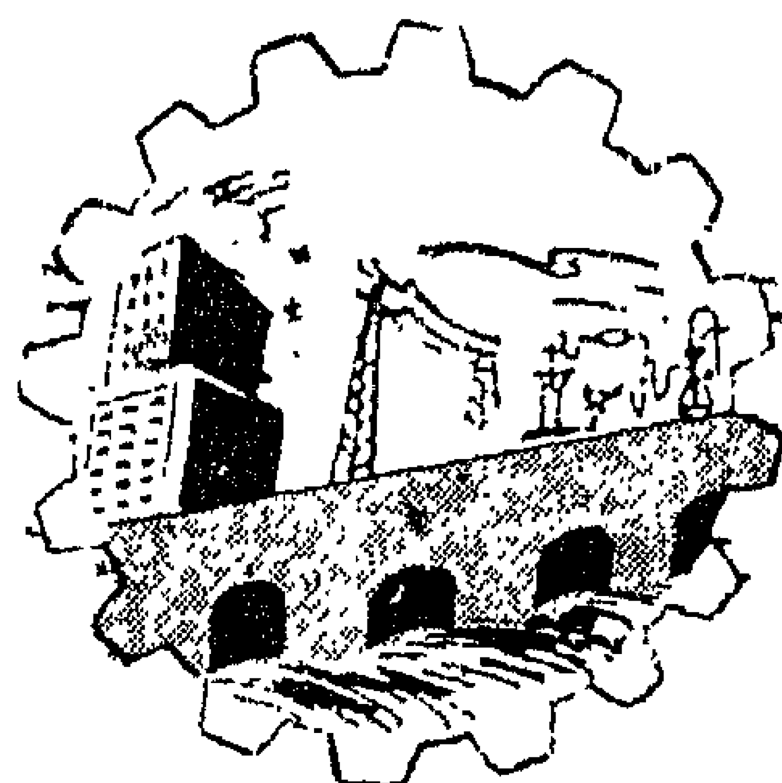
Vol. VII — No. 2 — April-May-June, 1968

CONTENTS

ENGLISH SECTION

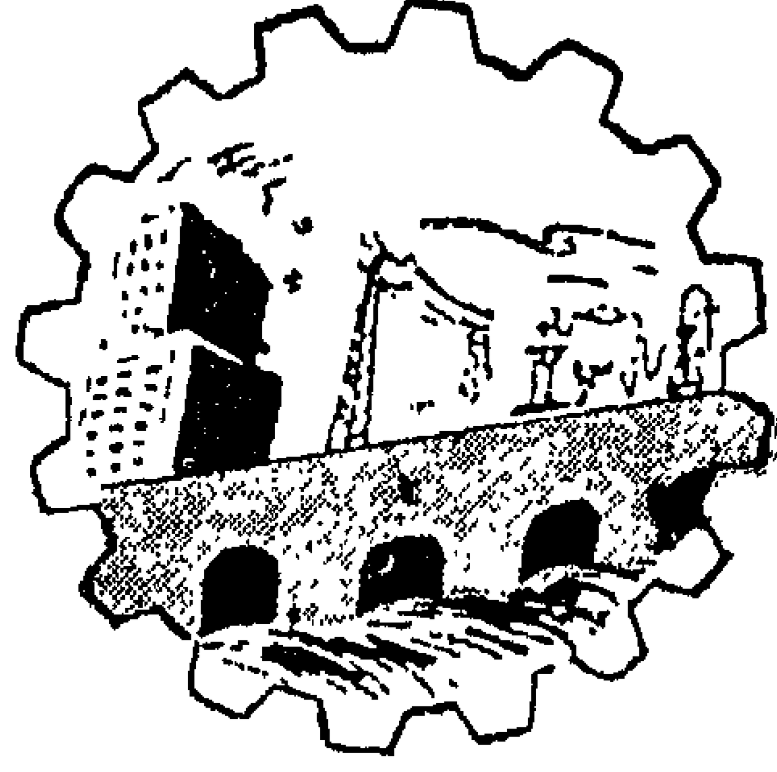
Page

ARABIC SECTION



JOURNAL OF THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS U.A.R.

April-May-June, 1968
Vol. II
No. 2



مجلة

جمعية المهندسين المصرية

يوليو ـ أغسطس ـ سبتمبر ١٩٦٨ المجلد السابع العدد الثالث

مجـــلة

جمعية المهندسين المصرية

مجلة علمية هندسية — تصدرها كل ثلاثة شهور

جمعية المهندسين المصرية بالقاهرة

السنة السابعة | العدد الثالث | يوليو — أغسطس — سبتمبر ١٩٦٨

محتويات هــذا العدد

القسم العربى

صفحة

القسم الانجليزى

بيانات :

مقر المجلة :

جمعية المهندسين المصرية
٢٨ شارع رمسيس بالقاهرة
تليفون ٥٢١٠٦

الاشتراكات :

- جميع أعضاء جمعية المهندسين بالقاهرة مشتركون فى المجلة بحكم عضويتهم

الاشتراك السنوى :

	للمهندس	للهيئات
لغير الأعضاء :	٦٠ ص	٢٠٠ ص

- ترسل البحوث والموضوعات والتعليقات إلى أمانة التحرير بمقر جمعية المهندسين المصرية بالقاهرة
- ترحب المجلة بما يرسل إليها من بحوث وموضوعات هندسية ، أى تعليقات علمية للمناقشة
- المجلة غير مسئولة عن الآراء التى تنشر وتعبر عن رأى كاتبها فقط

التنسيق الكهربائى بين البلاد العربية

الدكتور المهندس محمد فهيم صقر

مقـــدمة

اهتمت البـــلاد العربية فى الفترة الأخيرة بتوفير الطاقة الكهربائية الرخيصـــة لجماهير شعوبها رغبة فى الاسراع بالتنمية ورفع مستوى المعيشة .

وبدأ كل بلد عربى فى دراسة مصـــادر الطاقة الكهربائية الموجودة به بهـدف استغلالها أحسن استغلال بانشاء شـبكات كهربائية تربط مراكز التوليد المختلفة بمراكز الأحمال الرئيسية .

ومن أبرز الأمثلة ما تم بالجمهورية العربية المتحدة من استغلال طاقة السد العالى ونقلها الى مراكز الأحمال الرئيسية بمنطقة الدلتا .

كما أن العمل قد بدأ فى بناء سد الفرات بالجمهورية العربية السورية واستغلاله لتوليد الكهرباء ونقلها الى مراكز الأحمال الرئيسية فى حلب وحمص ودمشق .

واذا نظرنا الى لبنان نجد أنه قد تم استغلال جميع مساقط المياه به تقريبـا وبدأ التفكير يتجه نحو انشاء محطة حرارية كبيرة جنوب بيروت .

وفى الكويت ، وهو يعتبر أكبر بلد عربى مستهلك للطاقة الكهربائية بالنسـبة لنصيب الفرد ، يجرى العمل لانشاء المزيد من محطات التوليد الحرارية لاستغلال غازات البترول المتوفرة بكثرة هناك ولانتاج المزيد من المياه الصالحة للشرب .

وفى العراق يجرى التفكير فى استغلال مساقط المياه بشماله واستكمال شبكته الكهربائية الموحدة من أقصى الشمال الى أقصى الجنوب .

أما الأردن فلم يتمكن حتى الآن من تنفيـذ مشاريعه الكهربائية المائية لظروف سياسية ، ولما كانت معظم محطاته صغيرة ومتفرقة فان سعر الوحدة من الكهرباء به مرتفع .

ويمضى كل بلد عربى فى تخطيطه الكهربائى فى معزل عن البـلاد العربية الأخرى المجاورة دون أى تنسيق فى التخطيط واحتمال تصدير الفائض من الطاقة الكهربائية (سواء كان موسميا أو دائما) الى بلد عربى مجاور أو العكس .

ولو أجرى هذا التنسيق بين سوريا ولبنان والأردن مثلا ، وتم ربطها كهربائيا ببعضها ، فانه سيؤدى فورا ، ودون حاجة الى دراسات فنيـة مستفيضة ، الى ما يلى :

١ - رخص سعر الوحدة من الكهرباء بالأردن .
٢ - سرعة استغلال الطاقة الكهربائية الضخمة من سد الفرات بسوريا والتى لا توجد لها حاليا أحمال كافية داخل سوريا نفسها . ويعود ذلك بطبيعة الحال بفائدة اقتصادية لسوريا .
٣ - يوفر لبنان جزء من تكاليف انشاء المزيد من المحطات الحرارية والتى يحتاج اليها فى فصل الصيف فقط عندما يقل انتاج محطاته المائية .

ومثل هذا التنسيق ليس جديدا بالنسبة للبلاد التى سبقت البلاد العربية فى مجال التنمية ، فاذا نظرنا الى أوربا نجد أن عمليات الربط والتنسيق قد تمت على نطاق واسع وارتبطت شبكات الدول الاوروبية بعضها ببعض .

ففرنسا مثلا مرتبطة بانجلترا بكابل عبر بحر المانش للتنسيق بين احتياجات الحمل بين البلدين كما أن فرنسا نفسها مرتبطة بشبكات الدول المجاورة لها كلها وهى : أسبانيا ، بلجيكا ، المانيا ، ايطاليا ، سويسرا ولوكسمبرج .

كما أن تشيكوسلوفاكيا قد ارتبطت كهربائيا أيضا بألمانيا وبولندا والنمسا والمجر ورومانيا .

وسويسرا تستورد من جيرانها ما يلزمها من طاقة كهربائية فى الشتاء عندما تتوقف محطاتها المائية بسبب تجمد المياه ثم تعود فتصدرها اليهم بعد ذوبان الثلوج وتشغيل المحطات .

الفوائد العامة للربط الكهربائى :

ان ربط محطات التوليد بمراكز الأحمال بشبكة واحدة سواء داخل البلد الواحد أو داخل مجموعة من البلدان المجاورة يؤدى الى الفوائد الهامة التالية :

١ - وجود أقل قدرة ممكنة فى محطات التوليد مما يوفر مصاريف انشاء هذه المحطات اذ أن كل محطة فى منطقة تعمل كاحتياطى لمحطة فى منطقة أخرى ، كما أن الحمل الأقصى لمجموعة من المناطق أقل حتما من مجموع الأحمال القصوى للمناطق منفردة .

٢ - قدرة احتياطية أقل مما يضيف الى الوفر فى مصاريف أنشاء المحطات الكهربائية . فالاحتياطى موجود على الشبكة كلها وليس لكل محطة على حدة . ومن الشروط الواجب توافرها فى احتياطى القدرة الكهربائية ما يلى :

(أ) لا تقل قدرة الوحدة الاحتياطية عن قدرة أكبر وحدة موجودة .
(ب) لا يجوز من الناحية الاقتصادية أن تزيد مجموع قدرات الوحدات الاحتياطية عن ١٠٪ من مجموع القدرات المركبة .

ومن الصعب تحقيق هذين الشرطين لكل محطة على حدة ولكن من السهل عادة تحقيقهما لمجموعة من المحطات متصلة بشبكة واحدة .

٣ - ضمان أكثر لاستمرار التيار اذ عندما تنفصل احدى المحطات يقسم الحمل الخاص بها على المحطات الاخرى ولو احتاج الامر الى زيادة حمل الوحدات قليلا لفترات قصيرة .
٤ - السماح باستخدام وحدات كبيرة ذات كفاءة عالية .
٥ - السماح بالتشغيل الاقتصادى للشبكة ككل وبالتالى أقل تكلفة للوحدة من الطاقة الكهربائية . ففى حالة وجود محطات مائية وقدر كاف من المياه تعمل هذه المحطات بقدرتها الكاملة وذلك لتوفير الوقود .

وعادة يقسم الحمل الكلى بطريقة اقتصادية بين المحطات المائية والمحطات الحرارية الحديثة ثم المحطات الحرارية القديمة التى لا يسمح لها بالعمل الا فى فترات قصيرة .

مقارنة بين المحطات المائية والحرارية :

بمقارنة هذين النوعين من المحطات الكهربائية يتضح ما يلى :

١ - تنشأ المحطات الحرارية عادة بجوار مراكز الاستهلاك بينما يتحدد مكان المحطة المائية حسب توفر مساقط المياه وعادة تكون على بعد كبير من مراكز الاستهلاك مما يستلزم استخدام ضغوط عالية لنقل الكهرباء .

وهذا الوضع قائم فى الجمهورية العربية المتحدة بالنسبة للسد العالى وفى سوريا والعراق بالنسبة للسدود على نهرى دجلة والفرات .

٢ ـ لا تحتاج المحطات المائية الى وقود وعلى ذلك فان تكلفة الوحدة من الطاقة الكهربائية بسيطة . والجزء الاكبر من التكلفة يتمثل عادة فى مصاريف النقل .

ويستمر توليد الطاقة الكهربائية من المحطات المائية مع سريان المياه ولا توجد مشاكل نقل الوقود أو تخزينه .

٣ ـ عمليات نقل التيار الكهربائى لمسافات طويلة والضرورية فى حالة معظم المحطات المائية يزيد من احتمالات الاعطال بخطوط النقل ويقلل من درجة الضمان الواجبة لانتظام سريان التيار الكهربائى .

٤ ـ تحتاج المشاريع الكهربائية المائية الى رأس مال كبير ولها عادة فوائد أخرى غير توليد الكهرباء مثل الرى والملاحة وتوفير المياه .

٥ ـ فى حالة توفير كميات كافية من المياه تستخدم المحطات المائية لتغذية الحمل الاساسى للشبكة وذلك توفيرا للوقود . وفى حالة عدم توفر كميات المياه بالدرجة المطلوبة فان الطاقة المائية تستخدم فقط فى فترات الحمل الاقصى لتوفير الانفاق الاستثمارى اللازم لمجابهة مثل هذا الحمل .

٦ ـ يسهل تشغيل وايقاف المحطات المائية أوتوماتيكيا حسب احتياجات الحمل .

٧ ـ اذا قل معامل الحمل الكهربائى يزيد سعر الوحدة الكهربائية بدرجة أسرع بكثير فى حالة المحطات المائية عنه فى حالة المحطات الحرارية .

مصادر الطاقة الكهربائية فى البلاد العربية :

ان انتاج الطاقة الكهربائية فى البلاد العربية أقل بكثير مما يجب أن يكون فى حين ان مصادر الطاقة متوفرة لديها بما يزيد عن احتياجها فى بعض الاحيان .

وبعض البلاد العربية لديها فائض من الطاقة المائية الكامنة مثل سوريا والعراق والجمهورية العربية المتحدة ومعظم البلاد العربية لديها فائض كبير من النفايات البترولية مثل الغازات أو مخلفات تقطير البترول الثقيلة التى يمكن استخدامها فى انتاج طاقة كهربائية رخيصة .

ونظرا لأن حقول البترول موجودة فى معظم البلاد العربية فان البترول هو المصدر الرئيسى لانتاج الكهرباء بها . ولم يبدأ استغلال مساقط الطاقة المائية الا منذ وقت قريب باستثناء لبنان الذى كاد ان يستكمل استغلاله لها .

وبعد تنفيذ مشروع السد العالى تكون الجمهورية العربية المتحدة قد استغلت ٥٠ ٪ من الطاقة المائية الكامنة بها .

وتعتبر المشاريع المائية الكهربائية فى مراحلها التنفيذية الأولى فى سوريا وفى مرحلة التفكير فقط فى العراق والاردن .

الوضع الحالى بالبلاد العربية :

تعتبر البلاد العربية ، باستثناء الكويت ، من البلاد المتخلفة فى استهلاك الطاقة الكهربائية بالنسبة لنصيب كل فرد من السكان .

وتحاول البلاد العربية جاهدة معالجة هذا التخلف بانشاء محطات توليد الكهرباء والشبكات اللازمة لارسالها لمختلف الانحاء .

كما قامت فى بعض البلاد العربية صناعات كهربائية لتوفير الاحتياجات من المهمات الكهربائية اللازمة كالكابلات والمحولات .

ولا توجد حتى الآن أى محاولة للتنسيق أو الربط بين مشاريع البلاد المختلفة أو حتى توحيد الضغوط المستخدمة أو وضع مواصفات موحدة للمهمات الكهربائية قد تساعد مستقبلا عند التفكير فى عمليات التنسيق ثم الربط .

ولم يمنع ذلك من وجود تنسيق وشبكات موحدة وهيئات كهربائية مركزية وتوحيد قياسى داخل البلد الواحد .

وفيما يلى ملخص عن الوضع الحالى فى كل من لبنان وسوريا والاردن والعراق والكويت الجمهورية العربية المتحدة من ناحية انتاج واستهلاك الكهرباء والمشاريع المستقبلة وذلك فى حدود البيانات المتاحة :

لبنان :

تعد لبنان ثانى بلد عربى بعد الكويت من حيث نصيب الفرد من الطاقة الكهربائية اذ بلغ ٣٦٥ ك . و . س . عام ١٩٦٦ .

وقد تم استغلال شامل للطاقة المائية فى لبنان بالرغم من صغر الأنهار بها . وتبلغ جملة الوحدات الكهربائية المائية المركبة ١٧٠ ميجاوات . ويبلغ انتاج هذه المحطات حده الاقصى فى الشتاء وحده الادنى فى الصيف نظرا لطبيعة سقوط الامطار . ونسبة الحد الاقصى الى الحد الادنى حوالى ٣ : ١ مما يستلزم الاعتماد على المحطات الحرارية فى فصل الصيف .

والتخطيط المستقبل فى لبنان يعتمد على الطاقة الحرارية التى بلغت جملة وحداتها المركبة ١٢٥ ميجاوات فى عام ١٩٦٦ . وقد بدأ تنفيذ محطة حرارية كبيرة فى جنوب لبنان ستصل فى مرحلتها النهائية الى ٣٧٠ ميجاوات .

واستهلاك الكهرباء فى لبنان عام ١٩٦٦ بلغ ٨٦٤ مليون ك.و.س . منها ٥٥٥ من محطات مائية و٣٠٩ من محطات حرارية وينتظر ان يزداد بمعدل ١٠ ٪ سنويا ، وطبيعى ستكون هذه الزيادة من نصيب المحطات الحرارية .

وتستهلك منطقة بيروت وحدها ٥٣٢ مليون ك.و.س. أى ما يوازى ٦٠ ٪ من جملة الطاقة الكهربائية بلبنان .

وهذا الوضع مماثل لباقى البلاد العربية اذ يتركز استهلاك الكهرباء عادة حول العواصم .

وتمثل القوى المحركة ٢٥ ٪ فقط من الطاقة المستهلكة فى لبنان فى حين تمثل الانارة والاستخدامات المنزلية ٥٠ ٪ منها ، وهذا يمثل ارتفاع فى مستوى المعيشة وانخفاض نسبى فى مستوى التصنيع .

وتوجد شبكة كهربائية بلبنان تربط بين المناطق المختلفة بضغط ٦٦٫٠٠٠ فولت بينما يستخدم ضغط ١٥٠٫٠٠٠ فولت فى النقل فقط من المحطة الحرارية بجنوب لبنان الى منطقة بيروت .

سوريا :

تعتبر سوريا من البلاد المتخلفة نسبيا فى استخدام الكهرباء اذ يبلغ نصيب الفرد فيها حوالى ١٠٠ ك.و.س. سنويا ولو ان امكانياتها لتوليد طاقة رخيصة ضخمة جدا نظرا للبدء فى تنفيذ مشروع سد الفرات .

وينتج سد الفرات فى مرحلته النهائية ٨٠٠ ميجاوات (١٦٠٠ مليون ك.و.س.) من المخطط ارسالها الى منطقة حلب (على بعد ١٣٣ كيلو متر من السد) بضغط ٢٣٠٫٠٠٠ فولت ثم يمد الخط جنوبا بنفس الضغط الى حمص على بعد ٢٠٠ كيلومتر من حلب ثم الى دمشق على بعد ٣٥٠ كيلو متر من حلب .

ومراحل توليد الطاقة الكهربائية من سد الفرات ستعتمد أساسا على مدى استيعاب الشبكة الكهربائية السورية لهذه الطاقة الضخمة ، ولن يمكن بطبيعة الحال الاستفادة الكاملة منها قبل سنوات طويلة ما لم تقم سوريا بتصدير جزء منها الى البلدان المجاورة وخاصة لبنان .

واذا وضع تخطيط موحد لاحتمالات استهلاك الكهرباء فى هذه المنطقة العربية التى تضم سوريا ولبنان والأردن قد يمكن تنفيذ كهربة سد الفرات على مرحلة واحدة ، بدل عدة مراحل مما سيكون له حتما فوائد اقتصادية هامة .

ومما هو جدير بالتسجيل انه بينما يقل انتاج لبنان من الطاقة الكهربية المائية خلال أشهر الصيف والخريف نظرا لقلة المياه المتوفرة فان انتاج سد الفرات بسوريا يزداد فى نفس الأشهر لتوفير المياه اللازمة للرى وهذا يوضح أهمية التنسيق بين البلدين .

ولا يقتصر امكان توليد طاقة كهربائية رخيصة فى سوريا على سد الفرات بل يمتد الى مدينة حمص حيث توجد مخلفات ثقيلة من معامل تكرير البترول بها ومياه كافية للتبريد (لا توجد مياه التبريد بكثرة فى المناطق الأخرى بسوريا) مما يجعلها مركزا صالحا لانشاء محطات حرارية ترسل قدرتها شمالا الى حلب وجنوبا الى دمشق ومن الممكن بطبيعة الحال ارسال هذه الطاقة الكهربائية غربا الى طرابلس وهى مركز الحمل

الرئيسى فى شمال لبنان وتبعد عن حمص ٧٠ كيلو متر فقط .

وقد بلغ مجموع قدرة محطات التوليد فى سوريا ٢٢٦ ميجاوات عام ١٩٦٥ منها ١٦ ميجاوات محطات مائية و ٥١ ميجاوات محطات ديزل كما ان ٤٠٪ من هذه المحطات يوجد بمنطقة دمشق وحدها . وتعتبرهذه قدرة صغيرة بالنسبة لبلد كبير كسوريا .

الأردن :

يقل نصيب الفرد فى الأردن من الكهرباء عن ١٠٠ك.و.س. ويعتمد انتاج الطاقة الكهربية على محطات معظمها صغير والجزء الأكبر منها ديزل ولا ترتبط ببعضها مما يزيد من تكلفة انتاج الوحدة من الكهرباء .

ولم تكتشف حتى الآن آبار بترول بالأردن ، وليس هناك محطات توليد مائية الا ما هو مقرر انشاؤه على بعض روافد نهر الأردن اذ يوجد مشروع انشاء محطتين مائيتين لانتاج ٦٠ ميجاوات (٢٥٠ مليون ك.و.س. سنويا) .

ومن المخطط مستقبلا انشاء محطة حرارية كبيرة نسبيا بقدرة ٦٠ ميجاوات واستخدام ضغط ١١٠٫٠٠٠ فولت لعمليات الربط الكهربائى الرئيسية .

وتبعد عمان ٢٥٠ كيلو متر عن مدينة دمشق مركز الاستهلاك الرئيسى فى سوريا و ٣٨٠ كيلومتر عن حمص مركز التوليد الرئيسى فى سوريا .

العراق

توجد بالعراق شبكة كهربائية لنقل الكهرباء الى كافة انحائه ويقسم الى ثلاث مناطق : المنطقة الشمالية ، المنطقة الوسطى ، المنطقة الجنوبية ويعتبر من البلاد العربية المتقدمة فى استخدام الطاقة الكهربائية اذ يبلغ نصيب الفرد حوالى ٢٠٠ ك.و.س. فى السنة .

ومصادر الطاقة فى العراق متوفرة من بترول ومساقط مائية فى الشمال ولو أن هذه المساقط المائية لم تستغل بعد فى توليد الكهرباء ولازالت محل الدراسة .

وتبلغ قدرة المحطات الحرارية حاليا حوالى ٥٠٠ ميجاوات بينما تقدر القدرة من المساقط المائية بحوالى ١٠٠٠ ميجاوات .

ويستخدم ضغط ٢٣٠٫٠٠٠ فولت لربط المنطقة الشمالية بالمنطقة الوسطى كما يستخدم ضغط ١٣٢٫٠٠٠ فولت فى شبكة التوزيع الرئيسية .

وقد بلغت الطاقة الكهربائية ٩٠٧ مليون ك.و.س. فى عام ٦٤/٦٥ منها ٦٠٠ مليون ك.و.س. فى المنطقة الوسطى وهى منطقة بغداد وما حولها .

وفى أقصى الجنوب تجد مدينة البصرة ، على بعد ٦٠٠ كيلو متر من بغداد و ١٧٠ كيلو متر فقط من الكويت مما يدعو الى التفكير فى تغذية هذه المدينة من شبكة الكويت خاصة وان تكلفة الانتاج الكهربائى فى الكويت منخفضة .

الكويت

سبقت الكويت جميع البلاد العربية فى استهلاك الكهرباء وقد تضاعف الحمل الكهربائى ١٢ مرة خلال السنوات العشر الماضية وبلغ استهلاك الفرد حاليا أكثر من ٢٠٠٠ ك.و.س. سنويا ولعل السبب الرئيسى هو تعميم استخدام أجهزة التكييف وعلى ذلك فان الحمل الأقصى فى الصيف يزيد عن الحمل الأقصى فى الشتاء بخلاف بقية البلدان العربية ، كما أن فترة الحمل الأقصى تكون ظهرا وليس مساء كالمعتاد .

ومصدر الطاقة الرئيسى فى الكويت هو الغاز الطبيعى الذى يصحب انتاج البترول من الآبار ولا يزال الجزء الأكبر من الغاز حتى الآن يحرق فى الهواء دون الاستفادة منه .

ومحطات القوى بالكويت كلها حرارية تستخدم ماء البحر فى التبريد وتنشأ بجانبها مقطرات للمياه تحول مياه البحر المالحة الى مياه عذبة . ونظرا لحاجة الكويت الى المزيد من المياه العذبة فقد أنشأت المزيد من محطات الكهرباء .

وقدرة محطات التوليد بالكويت حاليا حوالى ٥٠٠ ميجاوات ستصل الى ١٠٠٠ ميجاوات خلال السنوات القليلة القادمة وسيكون نصيب الفرد ١٫٥ كيلوات من القدرة المركبة وهو رقم عالى

جدا كما أن من المنتظر ، نظرا لبدء انشاء صناعات مستهلكة للكهرباء ، أن يصل نصيب الفرد الى أكثر من ٦٠٠٠ ك.و.س. ، ومن المنتظر أيضا ، نظرا لضخامة وحدات التوليد أن يصل سعر الوحدة الى مليم وربع أى فى مستوى سعر الوحدة من المحطات المائية فى البلاد العربية الأخرى .

ويستخدم ضغط ١٣٢٫٠٠٠ للربط الرئيسى فى شبكة الكويت .

الجمهورية العربية المتحدة

يبلغ نصيب الفرد السنوى من الطاقة الكهربائية حوالى ٢٠٠ ك.و.س. فقط ولو ان مجموع قدرة وحدات التوليد سواء الحرارية منها أو المائية تفوق مجموع قدرة الوحدات المماثلة فى جميع البلاد العربية السابق ذكرها ولا غرابة فى ذلك فان مجموع السكان بالجمهورية العربية المتحدة يزيد عن مجموع السكان فى هذه الدول العربية الخمس .

وسيبلغ نصيب الفرد بعد استغلال طاقة السد العالى ٥٠٠ ك.و.س سنويا .

ومجموع قدرة الوحدات الحرارية حاليا بالجمهورية العربية المتحدة ١٥٠٠ ميجاوات ويبلغ مجموع قدرة الوحدات المائية بعد السد العالى ٢٥٠٠ ميجاوات منها ٢١٠٠ من السد العالى فقط

وتوجد بالجمهورية العربية المتحدة ، شبكة كهربائية موحدة تربط جمع محطات التولد بجميع مراكز الاحمال ويستخدم فيها ضغط ٥٠٠٫٠٠٠ فولت للنقل الرئيسى من أسوان الى القاهرة وضغوط ٢٢٠٫٠٠٠ فولت و ١٣٢٫٠٠٠ فولت لشبكة التوزيع الرئيسية .

ويوجد من مصادر الطاقة بالجمهورية العربية المتحدة البترول والمساقط المائية كما انه من المنتظر وجود غازات بترولية بكثرة قد توفر استخدامها لتوليد الكهرباء .

وبالنسبة لاستغلال مصادر الطاقة المائية فيمكن اعتبار ان الجمهورية العربية المتحدة ، قد استغلت ٥٠٪ منها فقط اذ لا تزال توجد مشاريع كهربائية مائية (توسيع محطة خزان أسوان ، كهربة قناطر النيل ، مشروع منخفض القطارة) تعادل فى مجموعها مجموع القدرات والطاقات الحالية من خزان اسوان والسد العالى .

خاتمة

ان ربط الشبكات الكهربائية للبلاد العربية ببعضها يمكن أن يأخذ أحد الأشكال التالية :

١ – مجرد تصدير طاقة من أحد البلاد العربية حيث تتوفر وسائل انتاج الكهرباء بتكلفة قليلة الى بلد مجاور لا يمكنه انتاج الكهرباء الا بتكلفة أعلى .

٢ – تبادل تصدير واستيراد الطاقة عبر حدود البلاد العربية حسب طبيعة الحمل وبذلك يمكن الاستفادة من تفاوت أوقات القدرة القصوى وعدم تكديس طاقة احتياطية لمجابهة هذه القدرة القصوى .

وقد بحث موضوع ربط الشبكات الكهربائية بالبلاد العربية لأول مرة فى المؤتمر الهندسى العربى العاشر فى القدس فى أغسطس ١٩٦٦ ، واتخذت عدة قرارات تبين منها الاتجاهات الأساسية التالية .

١ – السهولة والفائدة فى سرعة تنفيذ بعض عمليات الربط المحددة مثل ربط الكويت بالبصرة وربط الشبكة السورية بالشبكة اللبنانية .

٢ – ان عملية الربط على نطاق أوسع تحتاج الى مزيد من الدراسة ومزيد من البيانات .

٣ – حتى يتم تجميع البيانات واتمام الدراسة تكون البلاد العربية على اتصال مستمر لتنسيق المشاريع الكهربائية وتوحيد الضغوط والمهمات الكهربائية .

وسيبحث الموضوع مرة أخرى فى مؤتمر الكويت فى مارس ١٩٦٩ .

ان ربط البلاد العربية بشبكة كهربائية موحدة سيؤدى الى تكامل كهربائى بينها لن تقل فائدته عن التكامل الاقتصادى والتكامل الصناعى الذى تسعى اليه الدول العربية حاليا .

بعض الاتجاهات الحديثة لخطوط الجهد العالى

للدكتور المهندس محمد محمود خليفة

مقــــدمة :

كان أول خط ذى جهد عال فى العالم هو الخط الذى انشىء فى ايطاليا سنة ١٨٨٦ وكان جهــده ٢ كيلو فولت واستعمل لنقل بضـعة ميجاوات لمسافة حوالى ٥ كيلومتر . وتزايدت جهود النقل الكهربائى بعد ذلك فى كثير من دول العالم مع تزايد الحاجة لنقل كميات كبيرة من الطاقة لمســافات طويلة . فكلما زادت كمية الطاقة المطلوب نقلهـــا لمسافة أطول كلما ارتفع الجهد الاقتصادى المناسب للنقل ، شكل (١) . لذلك نلاحظ أنه بينما كان أعلى جهد فى العالم سنة ١٩٣٠ هو ٢٣٠ كيلو فولت (فى أمريكا) نجد أنه فى ســـــنة ١٩٥٢ بلغ ٣٨٠ كيلو فولت (فى السويد) ثم ٥٠٠ كيلو فولت فى سنة ١٩٥٩ (فى روسيا) ثم ٧٣٥ كيلو فــولت فى سنة ١٩٦٤ (فى كندا) ، شكل (٢) .

وكلما ارتفع الجهد المستعمل ازدادت مشكلات العزل (التكاليف وأوزان العــازلات وأبعــادها) بالاضافة الى مشكلات التشغيل الأخرى . فالمعروف أن جهد الانهيار للعازلات لا يزيد بنفس النســبة التى تزيد بها أبعادها ، وشكل (٣) يبين جهد الانهيار الدفعى لثغرتين احداهما بين قضيب والأرض ، والأخرى بين موصل وبرج ، ومنه يتبين أنه لرفع جهد الاحتمال من ١٠٠٠ الى ٢٠٠٠ كيــلو فولت لابد من زيادة طول الثغرة الى ٣ ــ ٥ أضعاف . ومعنى هذا أنه اذا زدنا جهـــد التشغيل للخط الكهربائى فلابد لسلامة التصميم والأداء من زيادة أكبر فى أبعاد وتكاليف العزل ، الا اذا قللنا من معامل الأمان المستعمل فى تصميم العزل .

ومعامل الأمان فى الهندسة هو النسبة بين شدة الاحتمال وأعلى اجهاد منتظر . والأخــير يزيد بالطبع عن الاجهاد تحت ظروف التشغيل العادية . ومعــامل الأمان لعــزل الماكينــات ذات الجهود العالية أقل من نظيره لماكينــات الجهــد المتوسط حتى يكون التصميم اقتصاديا (انظــر جدول ١) .

جدول رقم (١) جهود الاختبار للمحولات

الجهد المقنن	١١	٢٢٠	٧٣٥
جهد الاختبار المتردد	٦٠	٣٩٥	٩٦٠
الجهد الدفعى ١ / ٥٠ م ث	١٥٠	٩٠٠	٢١٥٠
الجهد الدفعى ١٥٠ / ٣٠٠٠ م ث ٢٥٠ / ٥٠٠٠		٦٠٠	١٣٥٠

فبينما جهد الاختبار الدفعى للموجة ١/٥٠ ميكروثانية يبلغ حوالى ١٤ ضعفا لجهد التشغيل للمحولات التى تعمل على جهد ١١ كيلوفولت نجد أن جهد الاختبار المناظر لا يتعدى ٣ أضعاف جهد التشغيل للمحولات التى تعمل على جهــد ٧٣٥ كيلوفولت ، وعند تقليل معامل الأمان بهــذه الدرجة لا بد من معرفة أدق للاجهادات المنتظرة على العزل فى الشبكة الكهربية وتبين مقاديرها ومــدى احتمال وقوعها وخواص العازلات تحت تأثيرها .

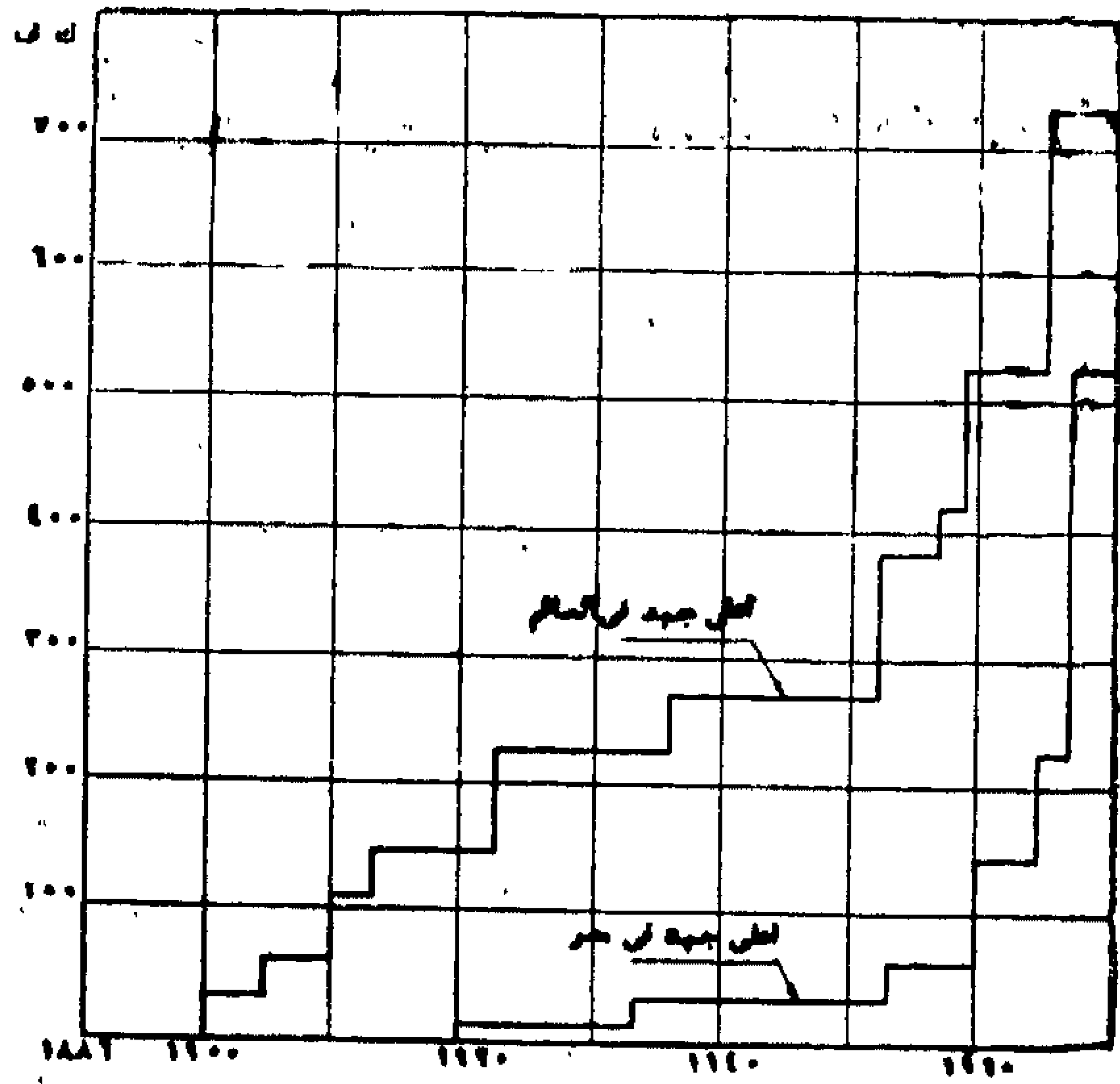
اجهادات العزل فى الشبكات الكهربية :

يتعرض العزل فى الشــبكات تحت ظروف التشغيل المختلفة لاجهادات stresses ناتجة عن الجهود الكهربائية voltages الآتية :

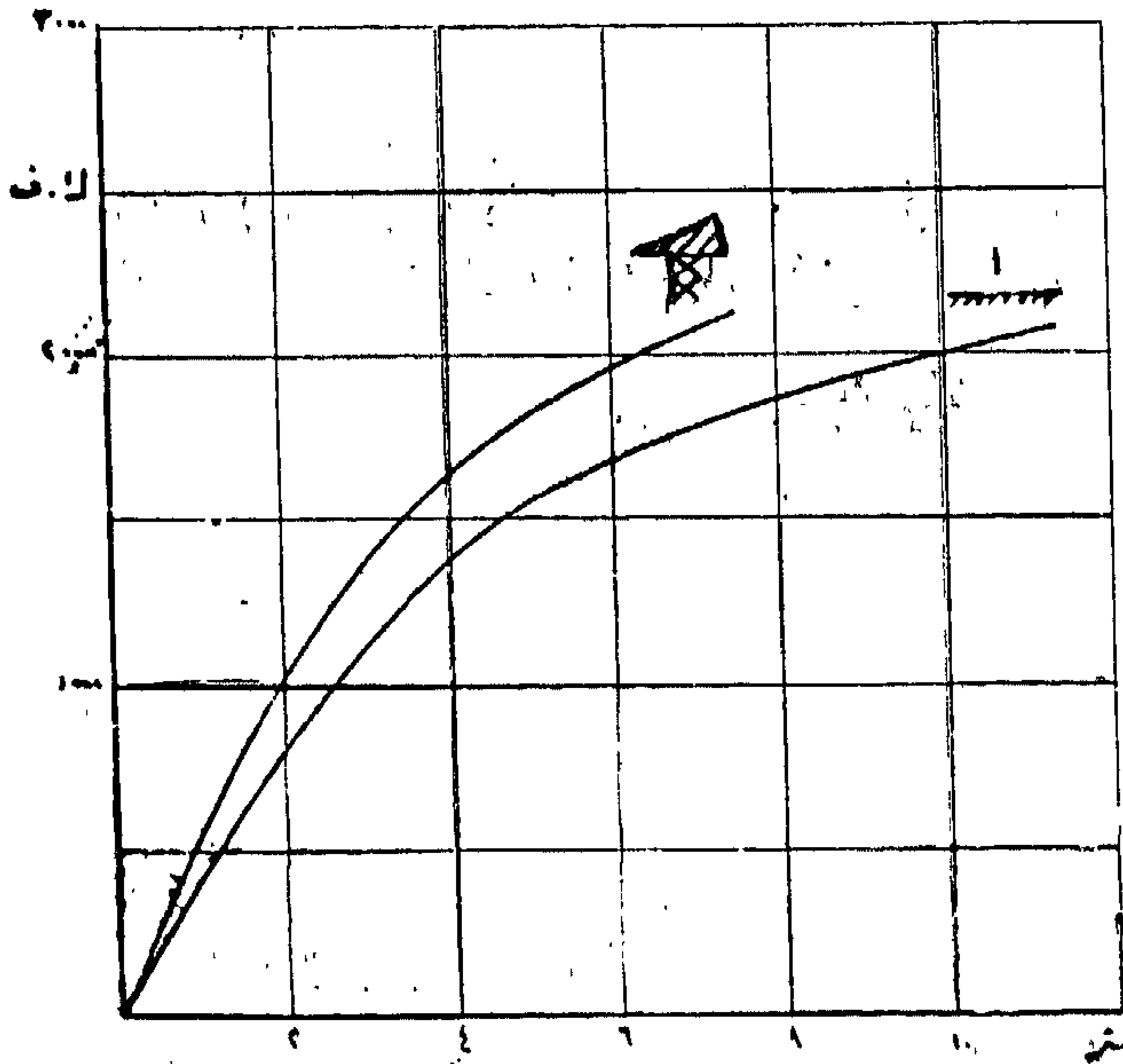
١ ـ الجهد المتردد العادى وما يقاربه .

٢ ـ الجهد الدفعى القصير الناتج عن الصــواعق lightning surge voltages

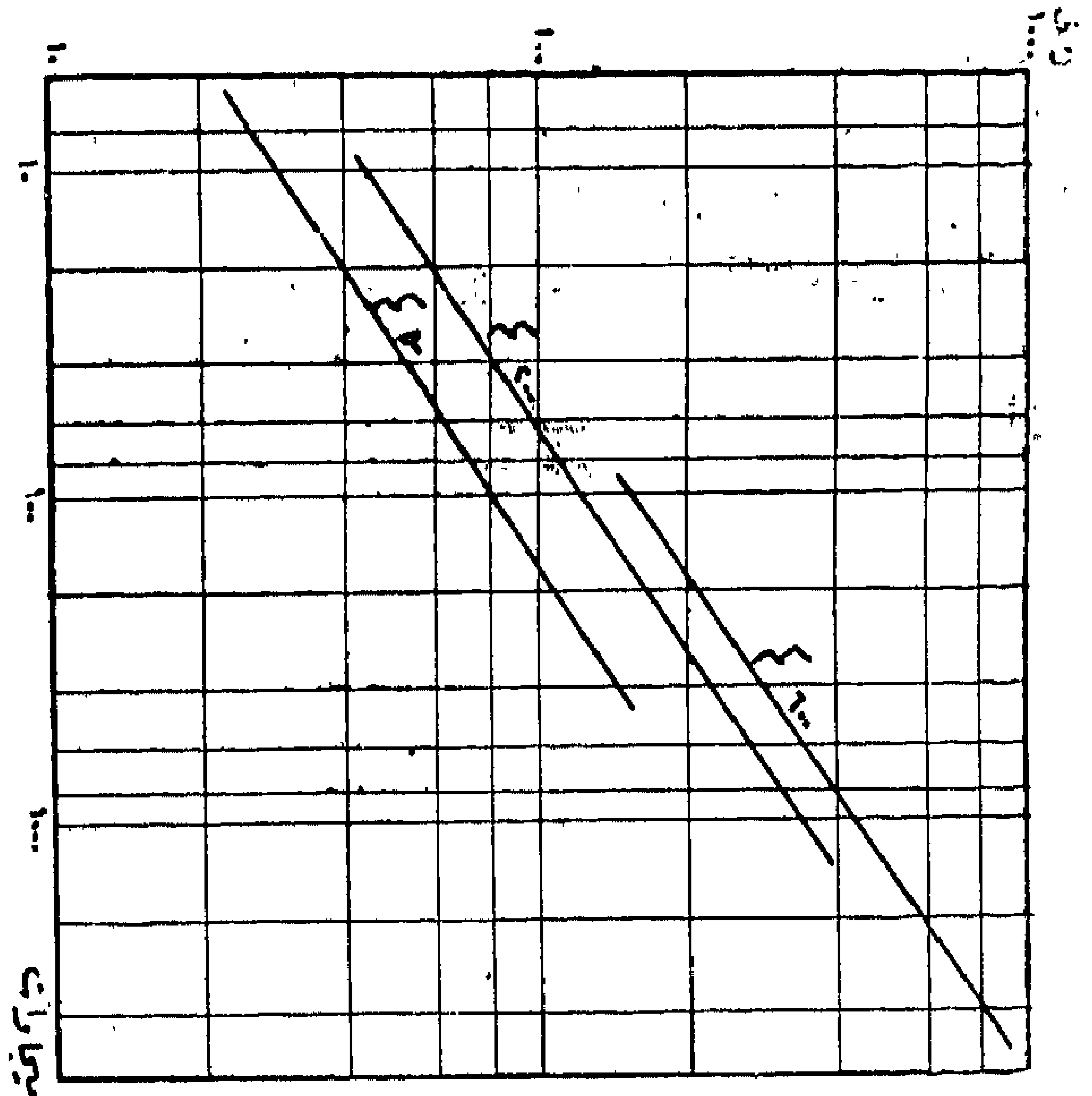
٣ ـ الجهد الدفعى الطويل الناتج عن عمليــات الفصل والتوصــيل وعن بعض الأعطــال switching surges



شكل ٢ ــ أعلى جهد للخطوط على مر السنين

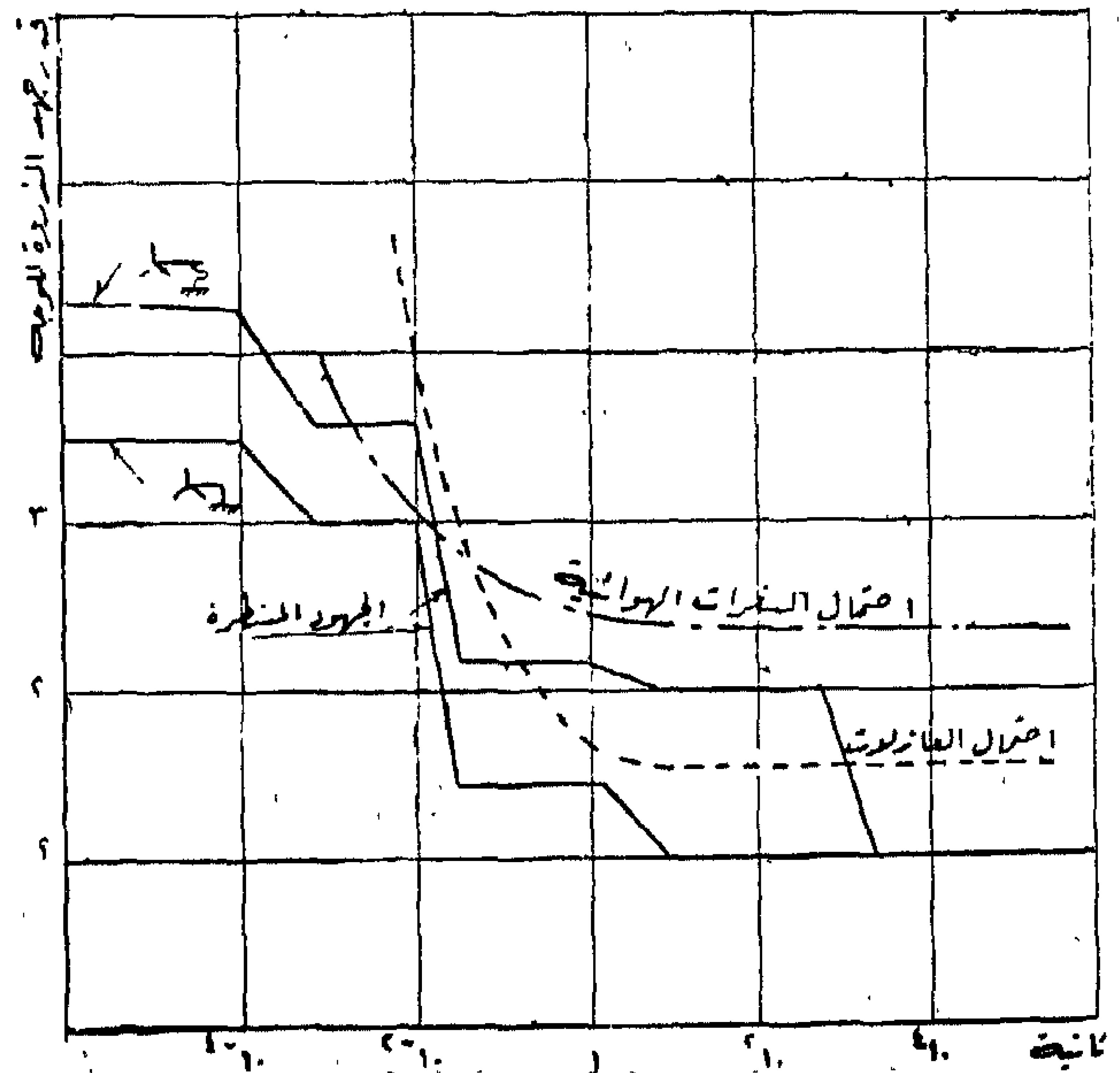


شكل ٣ ــ قوة احتمال العزل الكهربائى لنوعين من الثغرات الهوائية



شكل ١ ــ تزايد الجهد المناسب مع طول الخط وكمية الطاقة المطلوب نقلها

وتجرى دراسات كثيرة فى مؤسسات الكهرباء والجامعات المختلفة لمعرفة قيم هذه الجهود تحت ظروف التشغيل والأعطال المختلفة وذلك بالحساب الدقيق وبالتجارب على نماذج الشبكات وأحيانا على شبكات مماثلة ، وشكل (٤) يبين بالتقريب قيم الجهود المنتظرة على شبكة متصلة نقطة تعادلها بالارض اتصالا وثيقا solidly earthed وعلى شبكة أخرى نقطة تعادلها متصلة بالارض خلال معاوقة Earthed through a reactance وتنقسم هذه الجهود المنتظرة الى ثلاث درجات حسب المبين فى الشكل . وهذه الدرجات تناظر الأنواع الثلاثية من الجهود المذكورة آنفا وهى تناظر الأوقات أكثر من ١٠-١ ، ١٠-٤ ، ١٠-١-٣ ثانية على الترتيب . وتبين المنحنيات فى الشكل قوة احتمال عازلات الخطوط والثغرات الهوائية (بشكل تقريبى ، اذ تختلف باختلاف الأبعاد) . ومن الشكل يتضح أن العازلات تعتبر أقوى احتمالا من الثغرات الهوائية تحت تأثير الجهود الدفعية السريعة بينما ينعكس الحال تحت الجهود المترددة وخصوصا عند وجود الأتربة والأملاح والرطوبة على العازلات .

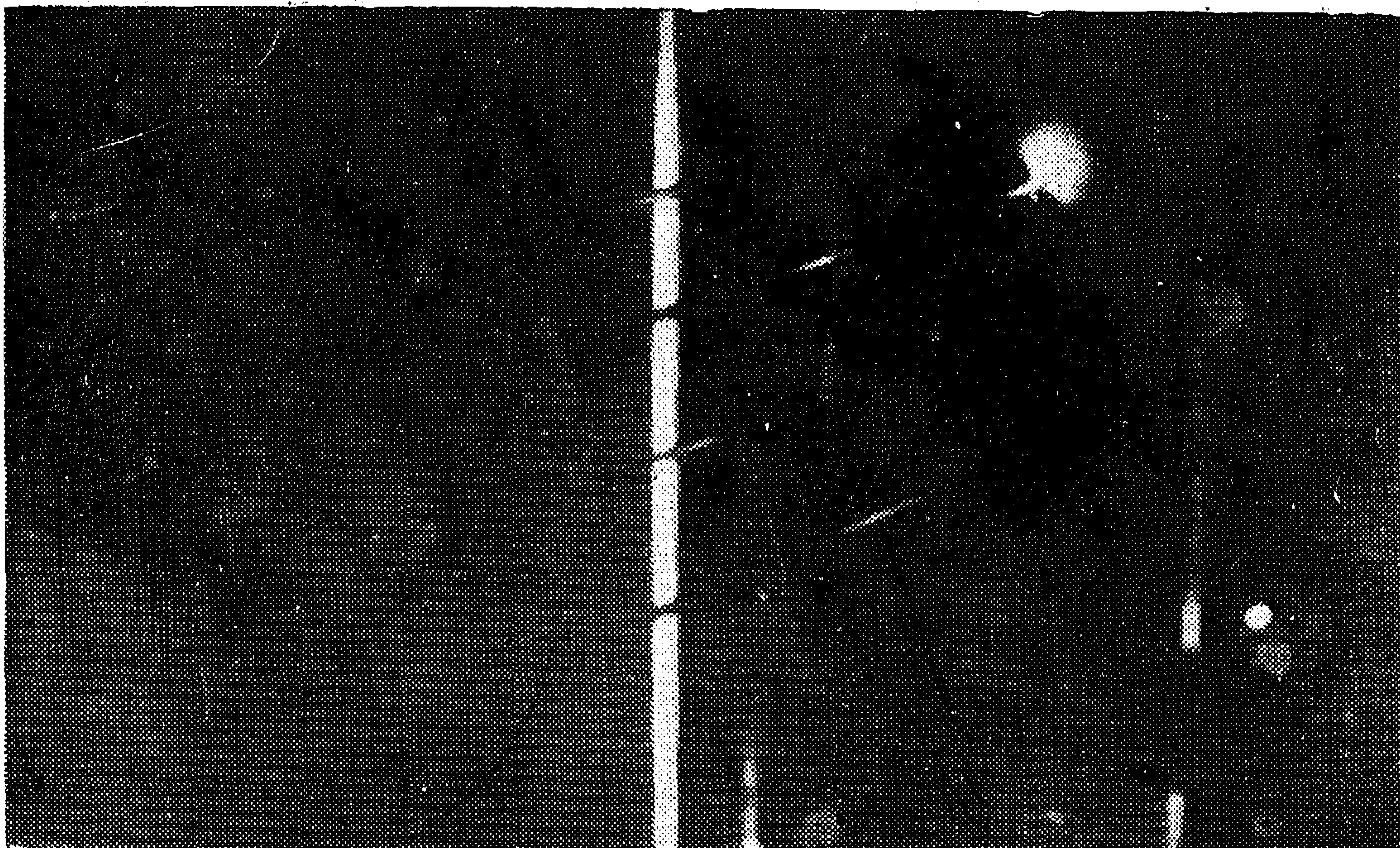


شكل ٤ - الجهود المنتظرة على الشبكة لفترات مختلفة

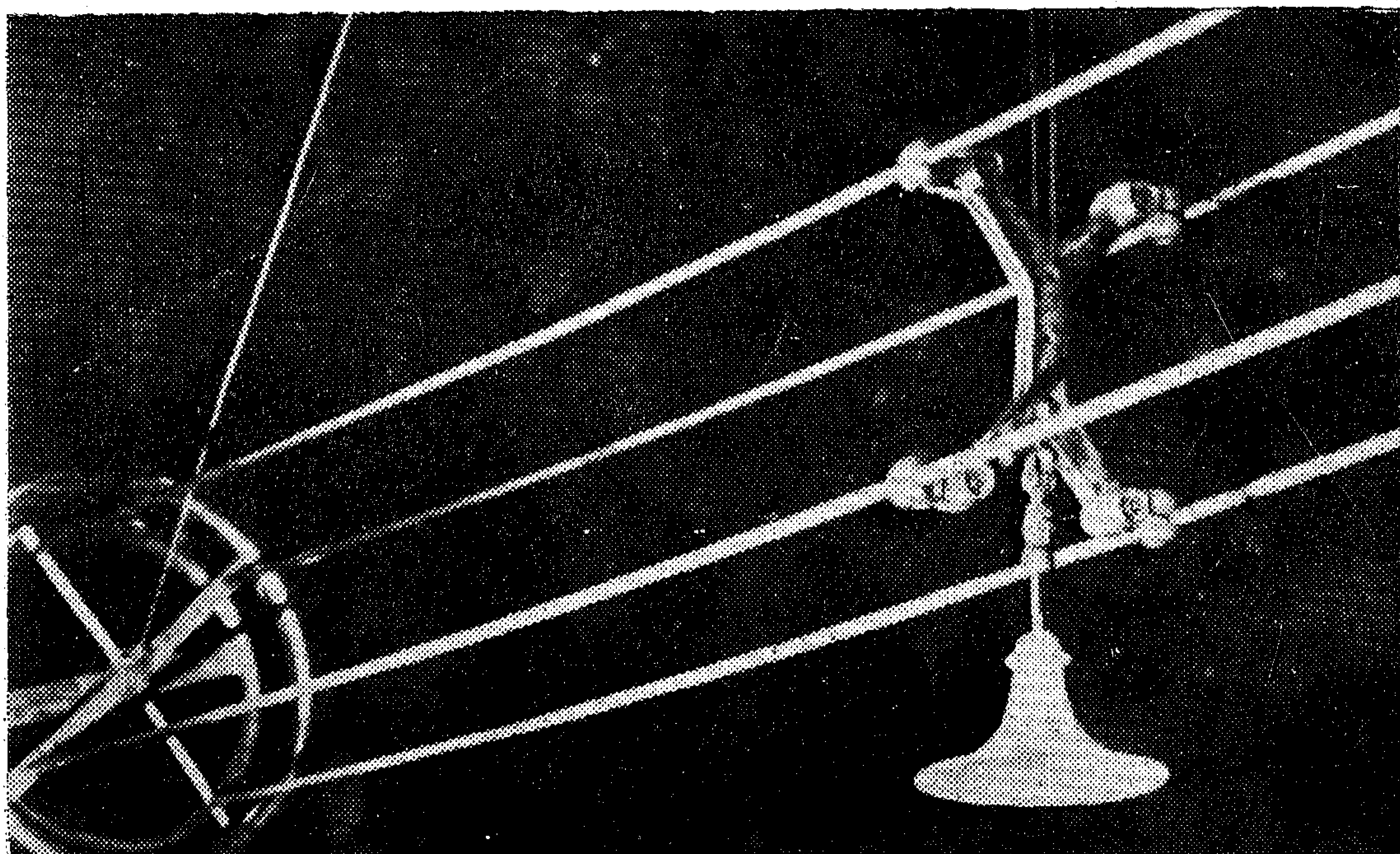
وتجرى دراسات كذلك لابتكار أنواع جديدة من العازلات ولاستعمال مواد عازلة جديدة . ومن ذلك عازلات تصنع من نوع من اللدائن Polymers أقوى احتمالا من الناحية الميكانيكية والكهربية وأخف وزنا من عازلات الصينى المعروفة غير أنها أقل مناعة تحت الظروف الجوية القاسية . وكذلك يتجه لاستعمال غاز سادس فلوريد الكبريت SF_6 فى القواطع ذات الجهد العالى بدلا من الهواء المضغوط Air Blast C.B. فقوة عزل هذا الغاز تبلغ حوالى ثلاثة أضعاف قوة عزل الهواء غير أن من عيوبه أنه نشط كيماويا .

وفى حالة التصميم الاقتصادى لعزل الخطوط الهوائية لابد أن يسمح بقدر مناسب من التفريغ الهالى Corona يحدث على الموصلات وملحقاتها ويصحب ذلك فقد فى الطاقة وتداخل فى دوائر الاتصالات السلكية واللاسلكية . لذلك فان من شروط صلاحية العازلات وملحقات الموصلات للاستعمال ألا يتعدى مستوى التداخل الناتج عما يحدث عليها من تفريغ حدا مبينا يقاس باجراء تجارب على عينات من العازلات والملحقات . والشكل (٥) يبين حزمة موصلات Conductor Bundle والفاصل الخاص بها spacer تحت الاختبار والجزء العلوى من الصورة يبين الموصلات تحت الجهد العالى وفى الظلام . والدائرة المستعملة فى الاختبار مبينة فى شكل (٦) .

الى جانب هذه الدراسات للتعرف على مشكلات العزل فى خطوط الجهود العالية هناك اتجاهات أخرى ودراسات تجرى للاستفادة القصوى من جهود النقل المعروفة وذلك لنقل أكبر كمية من الطاقة ولأطول مسافة ممكنة . ومن وسائل ذلك استعمال الجهد المستمر واستعمال خطوط النقل ذات الموجة الواقفة .



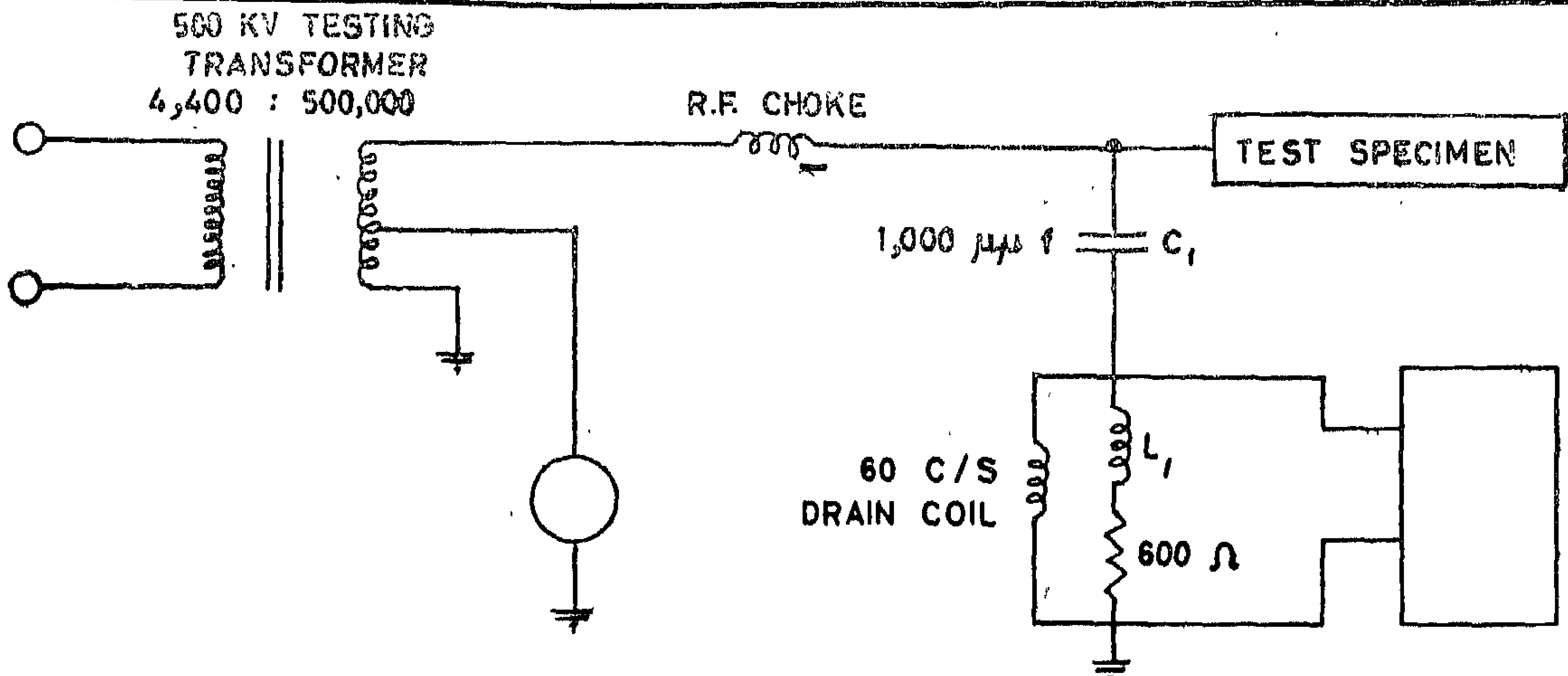
الموصلات تحت الجهد العالى وفى الظلام لبيان التفريغ الهالى عليها



شكل ٥ ـ حزمة موصلات تحت الاختبار بالجهد العالى

جدول رقم (٢) مقارنة بين خط التيار المستمر وخط التيار ثلاثى الأوجه

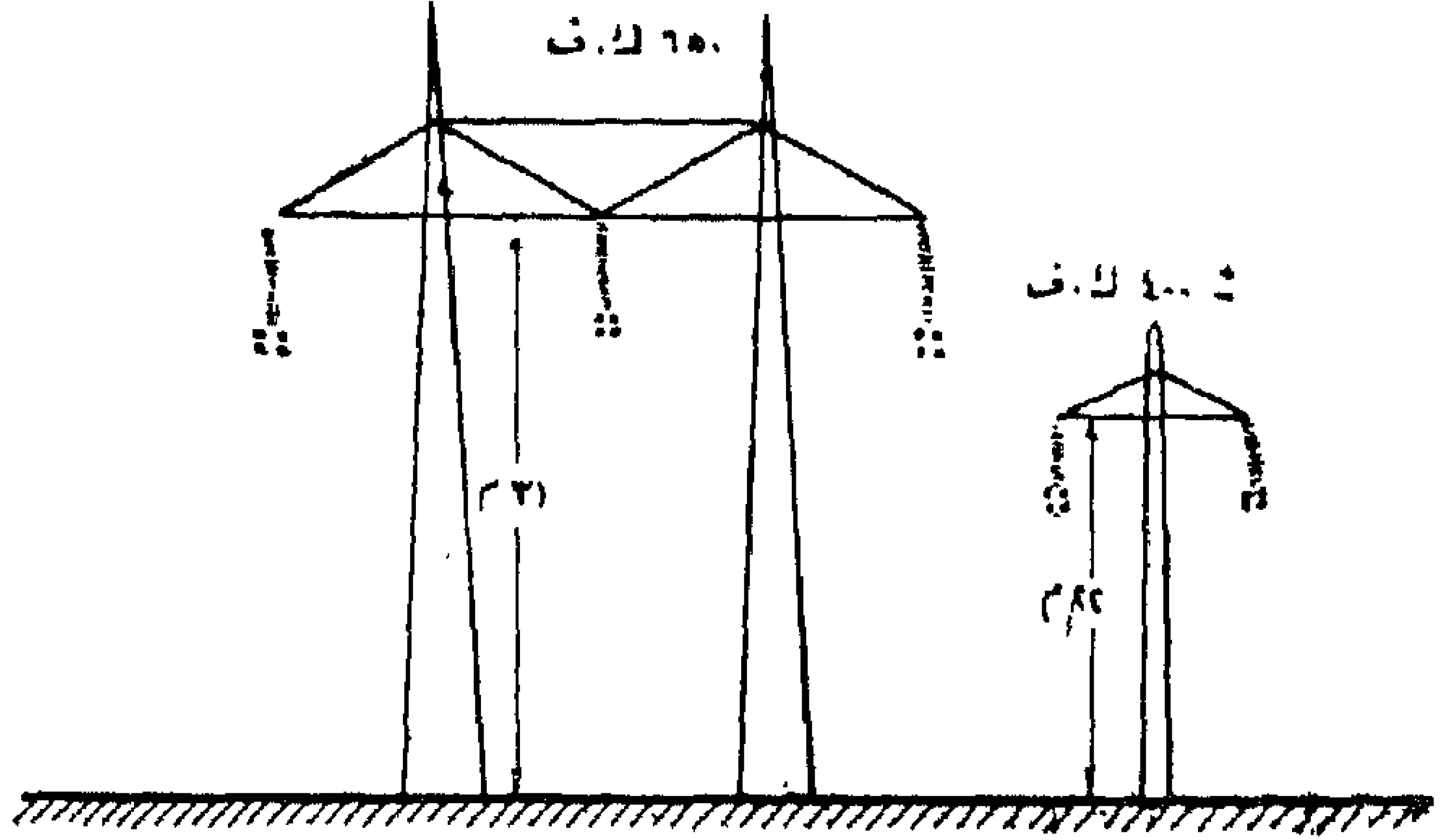
	=	~
القدرة	$I_D \; V_D$	$= \quad \sqrt{3} I_L \; V_L \; \cos\varphi$
الفقد	$2 \; I_D^2 \; R$	$= \quad 3 \; I_L^2 \; R$
التيار	$\sqrt{\frac{2}{3}} \; I_D$	$= \quad I_L$
الجهد	$V_D / \sqrt{2} \cos\varphi$	$= \quad V_L$
الموصلات	١ أو ٢	٣
العازلات	٠٫٥٦ ١	١
الاتزان	أضمن كثيراً	
فقد الجهد	$I \; R / V_D$	$\sqrt{3} I \; (R\cos\varphi + X\sin\varphi)/v_L$
العزل فى الكابلات	(٢ ← ٣) أكثر احتمالا	
الفقد فى الكابلات	فى الموصلات فقط	
الأرض	تستعمل كموصل	



شكل ٦ – دائرة لقياس التفريغ الهالى على الأجهزة تحت الجهد العالى ولقياس التداخل اللاسلكى الناتج عنه

خطوط الجهد المستمر :

تمتاز خطوط التيار المستمر عن خطوط التيار المتردد من نواحى كثيرة مبينة فى الجدول (٢) . ويبين الشكل (٧) برجا لخط تيار مستمر وآخر لخط تيار متردد يناظره أى أنهما يستطيعان نقل نفس



شكل ٧ ــ برج لخط تيار مستمر وآخر لخط تيار متردد مناظر له

الكمية من الطاقة . ومن الشكل يظهر مدى الوفر فى أبعاد وأوزان وأثمان الأبراج فى حالة استعمال التيار المستمر . وأهم مميزات خطوط التيار المستمر هى :

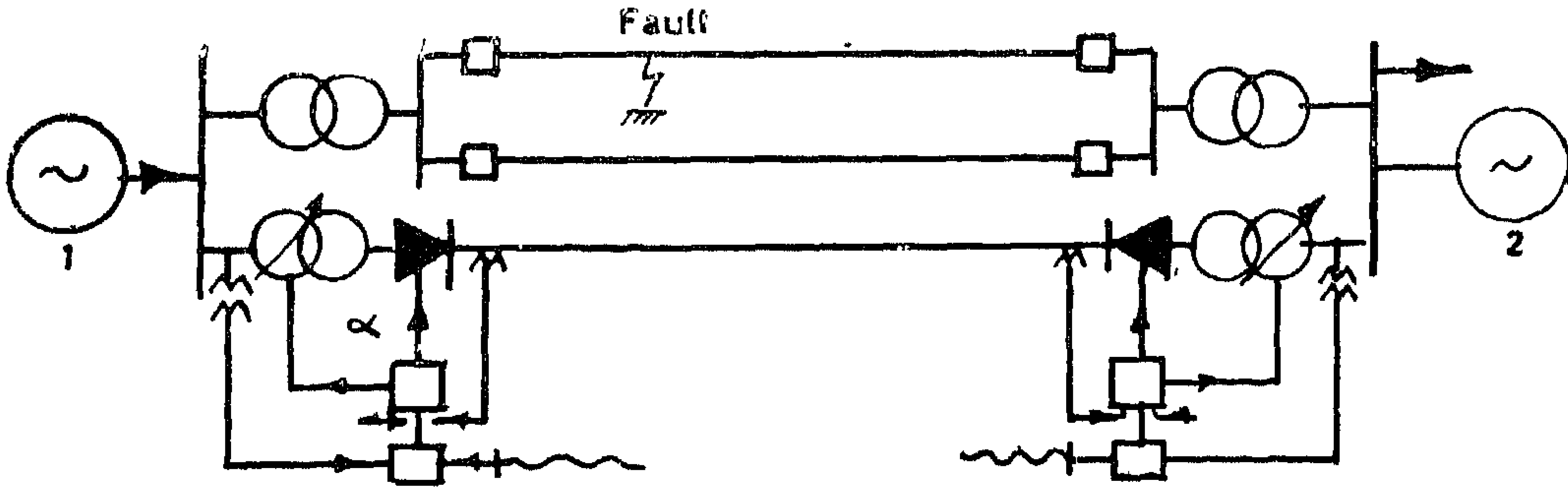
١ ــ قلة التكاليف ويظهر أثر ذلك اذا زاد طول الخط عن ٥٠٠ كيلو متر .

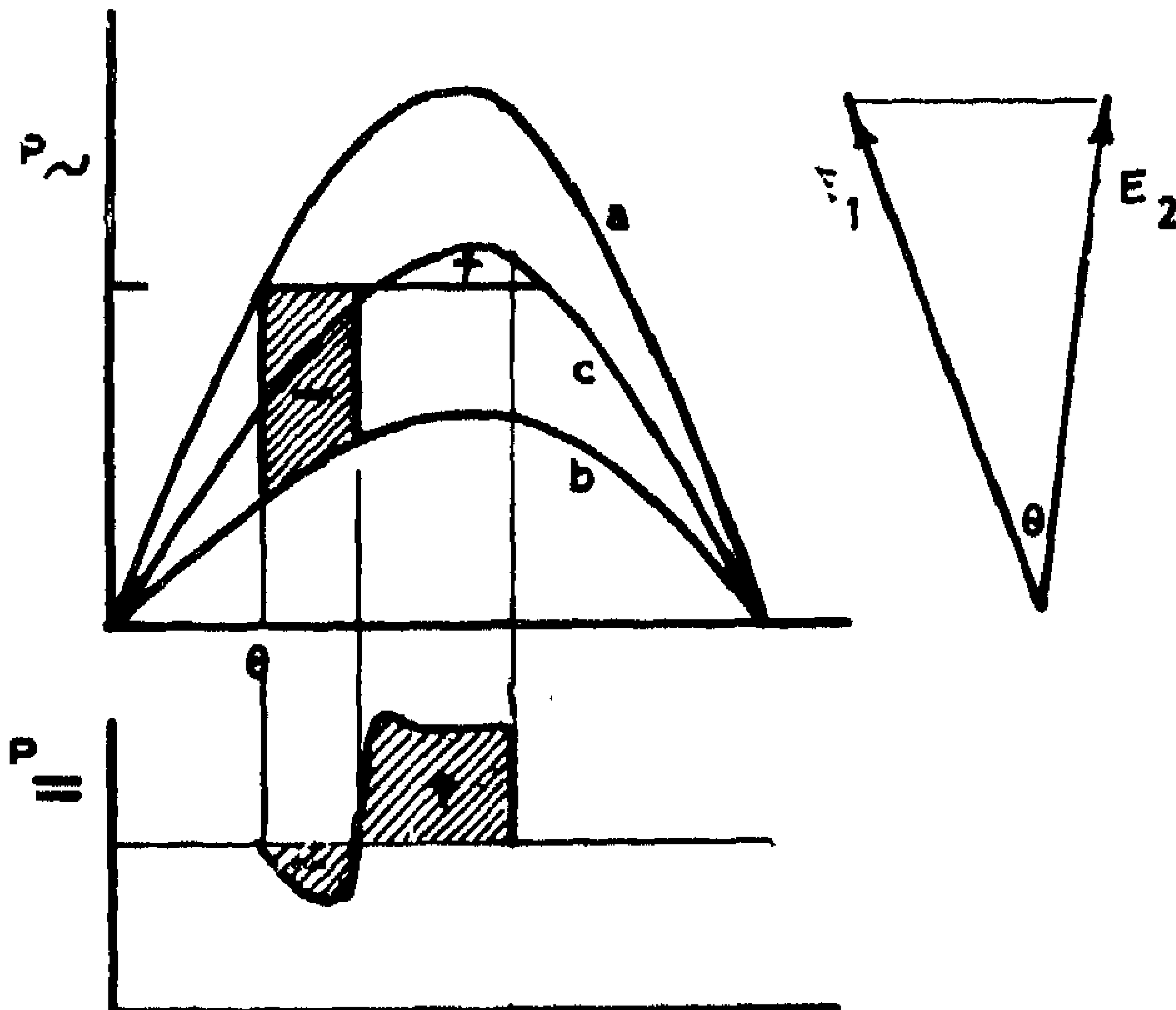
٢ ــ الخط ذو الدائرة الواحدة يمكنه نقل بعض الطاقة (بين الموصل السليم والارض) اذا حدث عطل بأحد موصليه فى حين يستحيل هذا فى خط التيار المتغير .

٣ ــ سهولة الربط بين الشبكات ذات التردد المختلف .

٤ ــ انتفاء الحاجة الى المزامنة عند التوصيل .

٥ ــ المستوى العالى للاتزان بسبب امكان التحكم السريع فى كمية الطاقة المنقولة .





شكل ٨ ــ زيادة اتزان شبكة التيار المتردد باضافة خط تيار مستمر اليها

لذلك فباضافة خط تيار مستمر على التوازى مع مجموعة خطوط تيار متردد ــ كما فى شكل (٨) ــ يمكن التحكم السريع فى كمية الطاقة المنقولة بواسطة أقطاب التحكم control grids الخاصة بالوحدات Rectifiers فنعوض بذلك النقص فى الطاقة المنقولة على خط التيار المتردد والتى تعتمد على الزاوية بين جهدى الماكينتين 1,2 وهاتان لهما قصور ذاتى Inertia كبير .

لهذه المميزات لخطوط التيار المستمر نجد كثيراً من البلدان تتجه لاستعمالها ، (انظر الجدول ٣) .

جدول رقم (٣) خطوط التيار المستمر

البلد	طول الخط (كم)	جهده وقدرته MW/KV	تاريخ التشغيل	ملاحظات
السويد	٩٠ ٨٠	٢٠/١٠٠ ٢٥٠/٢٥٠	١٩٥٤ ١٩٦٥	لعبور البحر لعبور البحر
انجلترا	٥٠ ٨٠	١٦٠/±١٠٠ ٦٤٠/±٢٦٦	١٩٦١ ٧٠	لعبور البحر ــ لندن
روسيا	٥٠٠ ٢٠٠٠	٧٥٠/±٤٠٠ ١٢٠٠٠/٧٥٠	١٩٦٢ مقترح	للربط بين شبكتين مختلفتين التردد
اليابان		٣٠٠/±١٢٥	١٩٦٥	للربط
نيوزيلندا	٦٤٠	٦٠٠/±٢٥٠	١٩٦٥	المسافه طويله منها ٤٠كم بحرا
ايطاليا	٤٠٠	٢٠٠/٢٠٠	١٩٦٦	لعبور البحر
أمريكا	٢٦٠٠	١٥٠٠/±٤٠٠	١٩٦٨	المسافه طويله
كندا	٤٠٠٠	٦٠٠٠/±٥٠٠	مقترح	المسافه طويله
أسبانيا	٣٠	٢٠٠/٢٢٠	مقترح	
يوغوسلافيا	٢٢٠	٧٠٠/٣٠٠	مقترح	

غير ان لهذا النوع من الخطوط عيوب أهمها :

١ ــ زيادة التكاليف ومشكلات التشغيل المحطات المتصلة بنهاية الخطوط بسبب اضافة الموحدات Rectifiers ولو أنه يتجه الآن لتخفيف هذه المشكلات باستعمال الموحدات الصلبة Thyristors شكل (١٠) بدلا من موحدات بخار الزئبق شكل (٩) .

٢ ــ صعوبة تصميم قواطع التيار المستمر ذات الجهد العالى عن نظائرها للتيار المتردد الذى يمر بالصفر مائة مرة فى الثانية .

٣ ــ لا يمكن لهذه الخطوط نقل الطاقة غير الفعالة Reactive Power

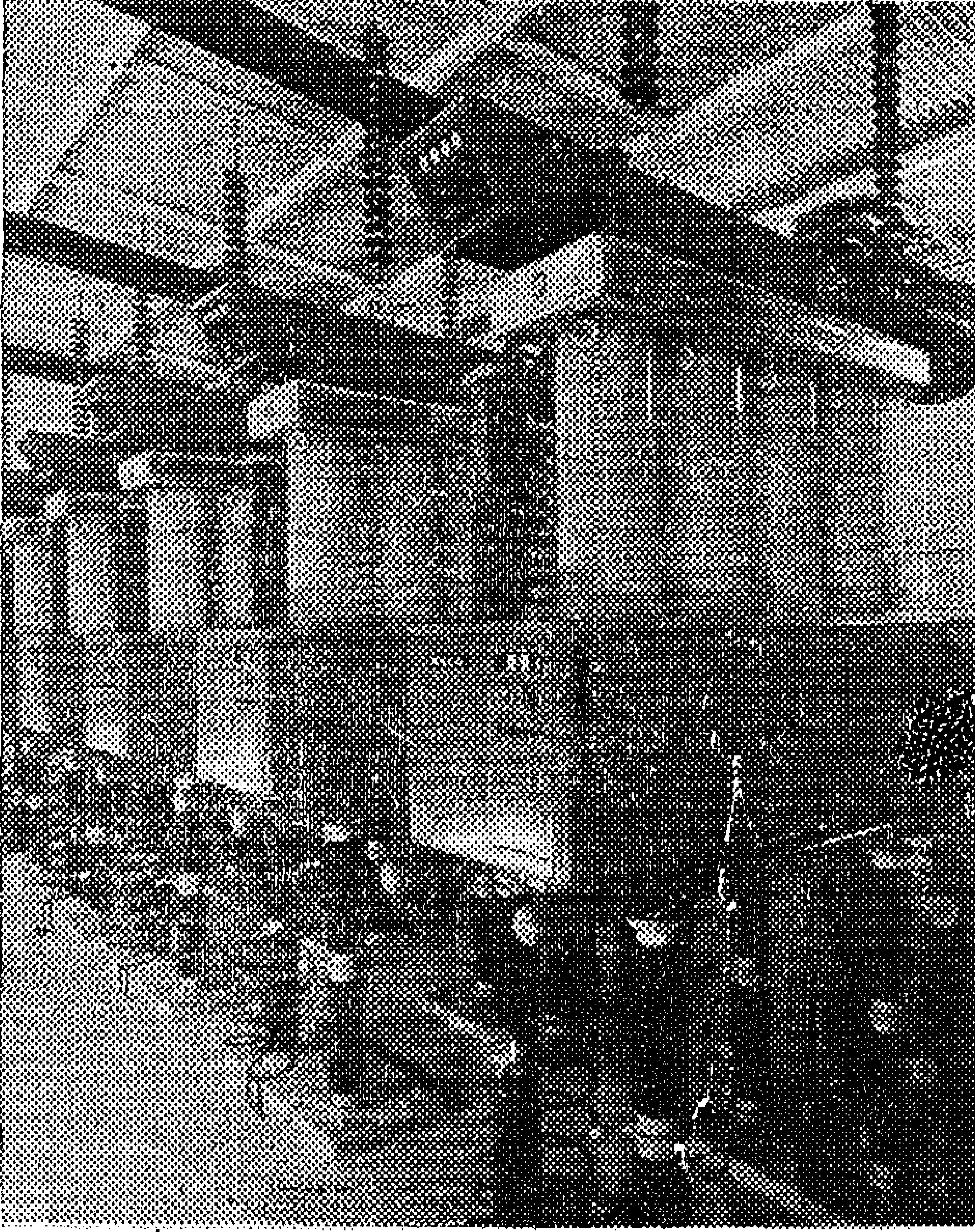
وقد أدى ذلك الى قصر استعمال الجهد المستمر على الحالات الخاصة وخطوط النقل بين نقطتين دون الشبكات المتعددة الافرع .

وهناك دراسات تجرى للتعرف على خواص العازلات والخطوط تحت تأثير الجهد المستمر بخلاف الجهد المتردد كما تجرى تجارب على خطوط قصيرة ذات جهود عالية جدا للتعرف على مشكلات التشغيل المختلفة والوصول الى أحسن تصميم اقتصادى لاستعماله عند انشاء الشبكات الكاملة عند هذه الجهود .

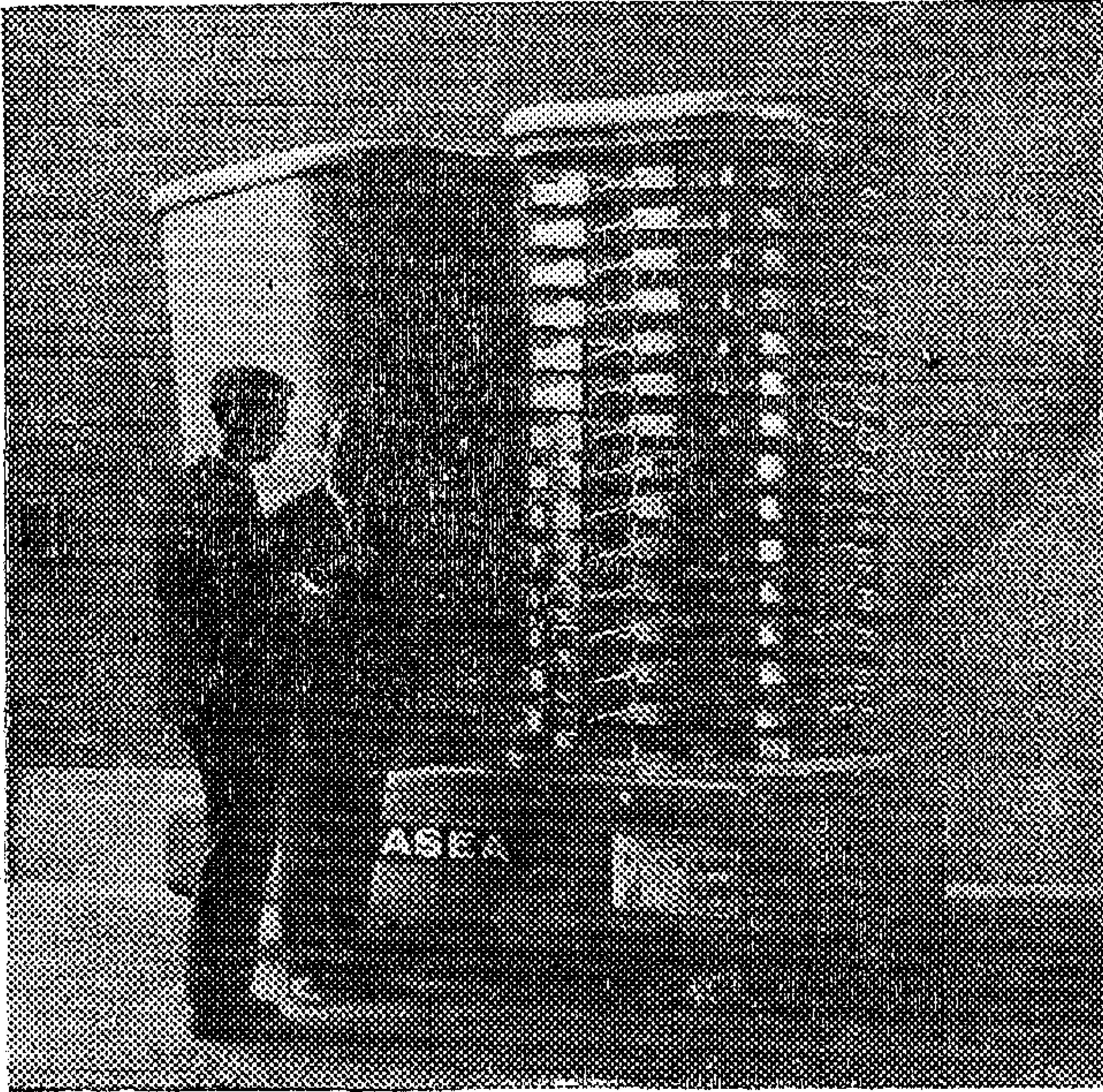
خطوط النقل ذات الموجة الواقفة :

من المعروف أنه لنقل كمية من الطاقة على خط جهد متردد مع احتفاظه باتزانه يجب الا تزيد الزاوية بين الجهد عند طرفيه كثيرا عن ٣٠° . وهذه الزاوية تناظر حوالى ٥٠٠ كيلو متر (فى حالة تردد = ٥٠ ذبذبة فى الثانية) . فاذا زاد طول الخط كثيرا عن ذلك وجب تقصيره ظاهريا بمعادلة بعض معاوقته

Partial Compensation of line reactance



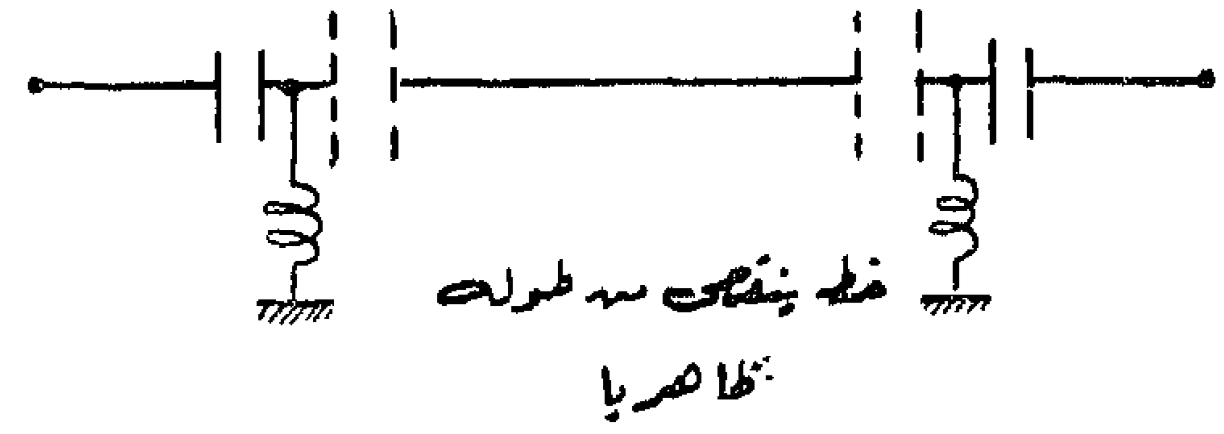
شكل ٩ ــ داخل محطة ربط التيار المستمر وتظهر الموحدات الزئبقية ذات جهد ٢٥٠ ك ف

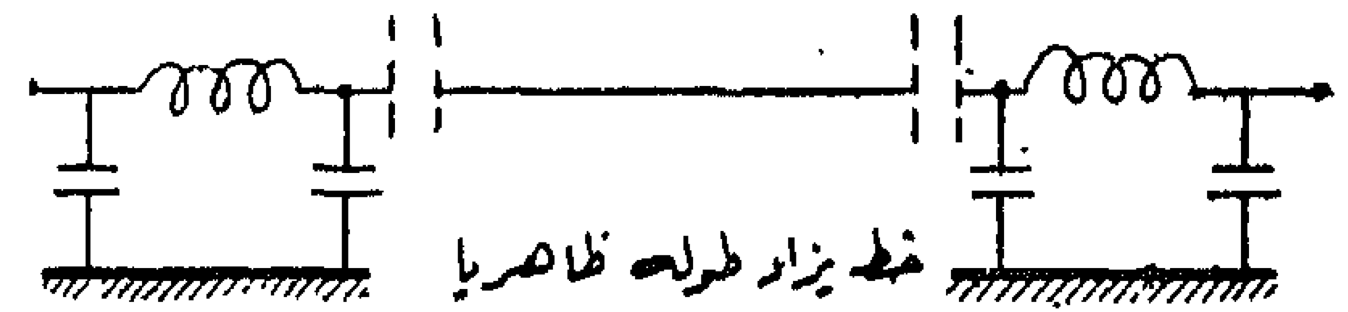


شكل ١٠ ــ موحد صلب ذى جهد عالى ليحل محل الموحدات الزئبقية

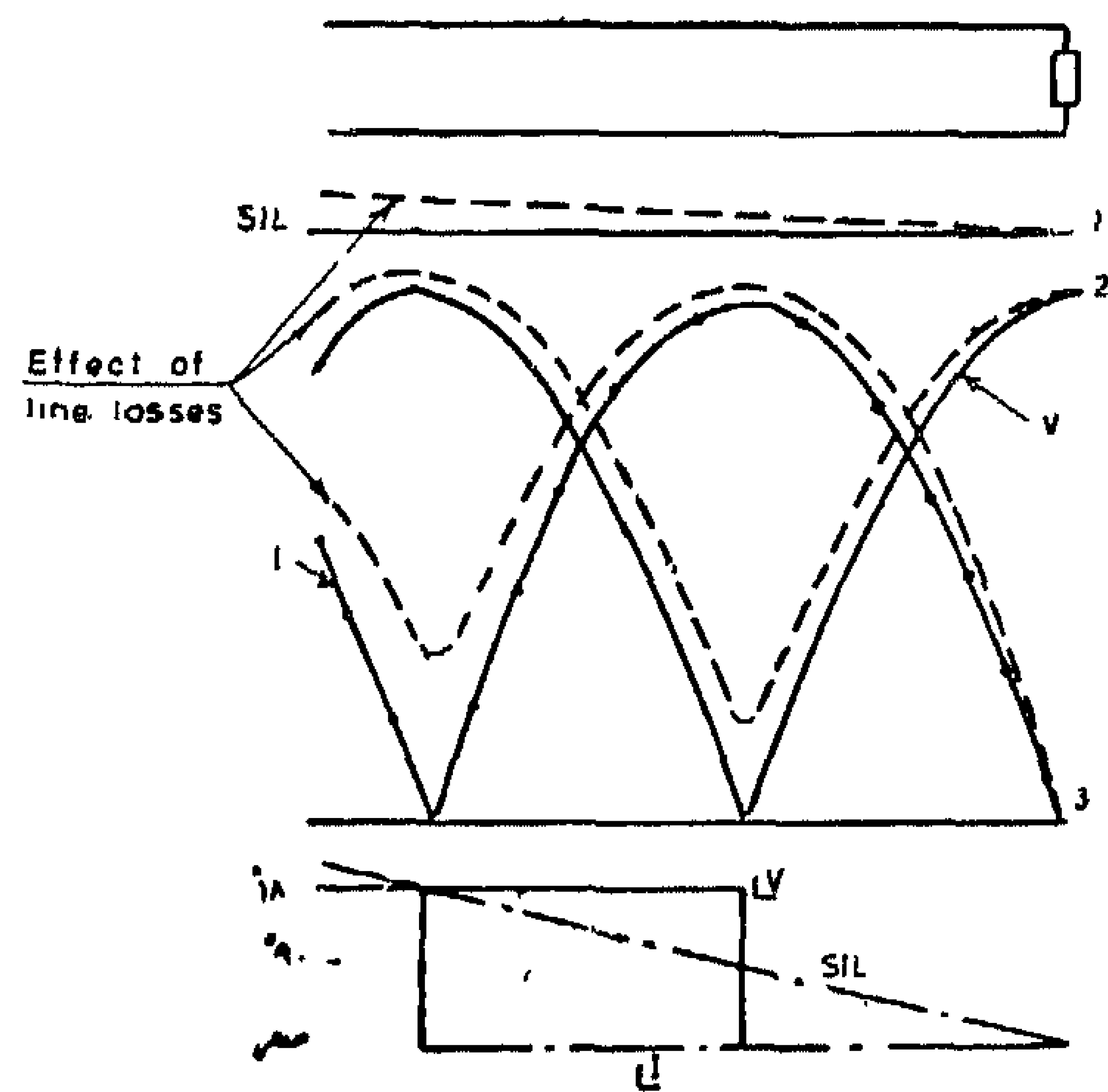
أما اذا بلغ طول الخط حوالى ٢٠٠٠ كيلومترا مثلا (كما فى البلاد الشاسعة أو المجموعات الكبيرة من البلاد المتحدة) فمن الأنسب أن يزاد طوله ظاهريا حتى يناظر زاوية تزيد قليلا عن ١٨٠°. ويكون ذلك اقتصاديا اذا لم يتعد طول الخط ٨٠٠ كيلو عندئذ يمكن للخط نقل كميات كبيرة من الطاقة دون أن يفقد اتزانه. ذلك لأن عمل الخط الذى يناظر ١٨٠ — ٢٧٠° يشبه عمل الخط الذى يناظر صفر — ٩٠°.

والشكل (١٢) يبين تغير الجهد والتيار على طول الخط اذا كان طرفه البعيد مفتوحا (منحنى ٢ ، ٣) وكذلك اذا كان يغذى حملا يساوى ممانعته الدفعية (منحنى ١) Surge impedance load



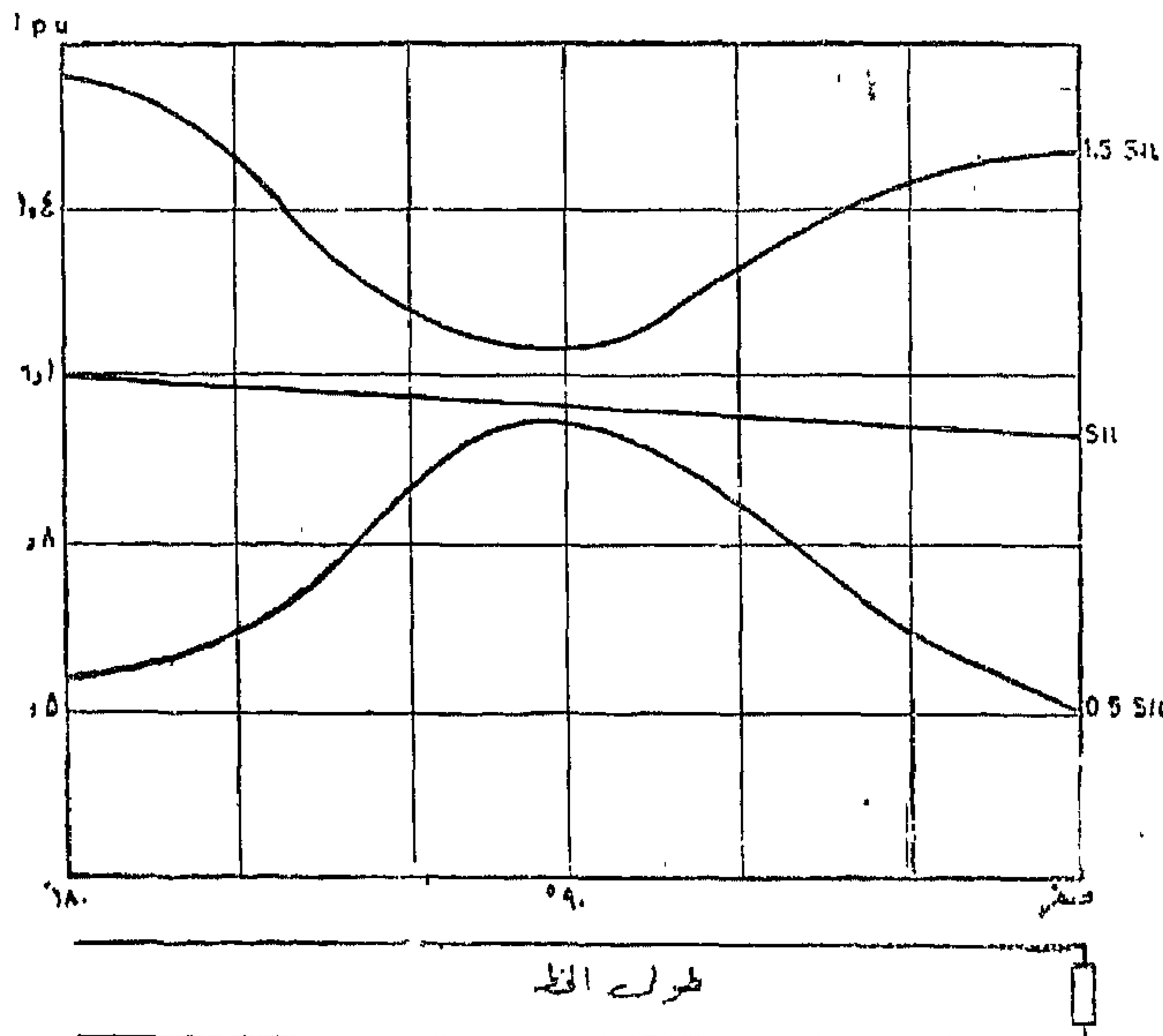


شكل ١١ — تغيير طول الخط ظاهريا



شكل ١٢ — تغير الجهد والتيار والزاوية على طول الخط ذى الموجة الواقفة

ويبين الشكل أيضا تغير زاوية الجهد والتيار على طول الخط فى هاتين الحالتين . ومن الشكل يتضح أن الخط يفقد اتزانه اذا عادل طوله زاوية تناظر ٩٠ — ١٨٠° . أما اذا زاد طوله عما يناظر ١٨٠° فان وضع اتزانه يشبه الحالة التى فيها يعادل قدر الزيادة بين زاويته الحقيقية و ١٨٠° . ومن هذا الشكل يتضح أن قيمة التيار والجهد تتغير كثيرا على طول الخط الا اذا ساوى الحمل الممانعة الدفعية . ويبين شكل (١٣) تغير التيار على طول الخط فى حالة هذا الحمل الدفعى وفى حالة حمل أكبر وآخر أصغر منه . ومن ذلك نرى أن متوسط الطاقة المفقودة فى الكيلو متر من الخط تقل عن نظيره للخطوط القصيرة عند الاحمال التى تزيد عن الحمل الدفعى وهذه ميزة اقتصادية لهذا النوع من الخطوط الطويلة تضاف الى ميزة اتزانه . كذلك اذا حدث قصر short circuit قرب منتصفه كان تيار القصر الداخل فى أول الخط أقل من تيار حمله الدفعى العادى .



شكل ١٣ — تغير التيار على طول الخط ذى الموجة الواقفة مع تغير الحمل

ومن جهة أخرى نرى ان من عيوب هذا النوع من الخطوط :

١ ـ تغير قيمة التيار والجهد بدرجة كبيرة على طول الخط وهذه هى ظاهرة الموجات الواقفة

٢ ـ توقف قيمتى التيار والجهد عند النقط المختلفة على طول الخط (وخصوصا قرب منتصفه) على مقدار الحمل المركب عند طرفه .

وهذان العيبان يجعلان من الصعب عمل تفريعات لمثل هذه الخطوط خصوصا قرب المنتصف .

هذا ولم ينفذ مثل هذه الخطوط للان اذ هى مازالت فى مرحلة الدراسة النظرية والعملية .

خاتمة :

مما سبق يتضح أن الاتجاهات الحديثة فى هندسة خطوط الجهد العالى هى لمسارين رئيسيين :

أولهما محاولة زيادة الجهود المستعملة وتقليل معاملات الامان بعد التعرف الدقيق على خواص العازلات والاجهادات المنتظرة عليها ، والثانى هو محاولة نقل كميات أكبر من الطاقة ولمسافات أطول مع استعمال الجهود الكهربائية المعروفة وذلك باستخدام خطوط التيار المستمر وتجرى دراسات لامكان استعمال فكرة الخطوط ذات الموجة الواقفة.



ملخص الموضوعات بالقسم الانجليزى

***

تأثير ممانعات التعويض على توزيع الجهد على خطوط الجهد العـــالى

للدكتور فاروق أبو المكارم رزق
والدكتور حمدى مصطفى الشاعر

المعروف أن خطوط الجهد العالى تولد كمية وافرة من القـــدرة غير الفعالة تصـل الى ١٠٠ م .ف.أ.ر. لكل ١٠٠ كم من خطوط جهـد ٥٠٠ ك ف وبالتالى يصبح من الضرورى اســتخدام ممانعات تعويض فى حالات التحميل الخفيفة وذلك للحفاظ على مستوى الجهد فى الحـدود التى تنص عليها المواصفات العالمية .

وفى هـــذا البحث استنبط المؤلفان علاقات جديدة لتحديد توزيع الجهد على الخطوط الطويلة ذات الجهد العالى وتأثير ممانعات التعويض عليها .

وقد أولى المؤلفان عناية خاصة لتحديد مكان وقيمة النهايات العظمى والصغرى للجهد وتأثرها بأحوال التشغيل وعلى الأخص قيمة القدرة غير الفعالة المنقولة على الخط .

وقد تم استخدام العلاقات المذكورة لحساب توزيع الجهد على خط جهد ٥٠٠ ك.ف. طـــوله ٧٥٠ كم .

كما بينت الدراسة قلة تأثير الطاقة المفقــودة من الخط على توزيع الجهد فى حالة التحميـــل الخفيف .

تأثير ممانعات التعويض على حد الاستقرار الاستاتيكى لشبكات الجهد العالى

للدكتور فاروق أبو المكارم رزق
والدكتور حمدى مصطفى الشاعر

من المعروف أن الخطوط الطويلة ذات الجهد العالى تولد قدرة غير فعالةتصل الى ١٠٠ م. ف.أ.ر. لكل ١٠٠ ك.م من خطوط جهد ٥٠٠ ك.ف. بينما تصل قدرة توليد الطول المماثل من خطوط جهد ٧٥٠ ك.ف. الى ٢٥٠ م.ف.أ.ر. للتحكم فى مستوى جهدالتشغيل وللحد من الزيادة فى القدرة الغير فعالة فى حالات التحميل الخفيف تستخدم ممانعات تعويض توصل على التوازى عند محطات المفاتيح و ــ أو محطات المحولات .

قام المؤلفان ببحث تأثير ممانعات التعويض الموصلة بصفة مستمرة على حد الاستقرار الاستاتيكى للخطوط الطويلة ذات الجهد العالى . وتم استنباط معادلات رياضية لحساب حد الاستقرار الاستاتيكى للخطوط الطويلة عند توصيل ممانعات التعويض فى أول هذه الخطوط ، وكذا حد الاستقرار عند توصيل هذه الممانعات موزعة على محطات المفاتيح و ــ أو محطات المحولات الموجودة على مسار هذه الخطوط .

باستخدام المعادلات المستنبطة تم حساب حد الاستقرار الاستاتيكى لخط جهد ٥٠٠ ك.ف . بطول ٧٥٠ ك.م. حيث وجد أنه فى حدود القيم العملية لممانعات التعويض المركبة فى أول الخط فان الاستقرار الاستاتيكى يرتفع مع زيادة سعة ممانعات التعويض .

اما بالنسبة لممانعات التعويض المركبة عند محطات المفاتيح و ــ أو المحولات فوجد أنها تخفض من قيمة حد الاستقرار الاستاتيكى مع زيادة سعتها .

***

جهــاز وقاية لتقسيم
النظام الـكهربائى أثناء الأرجحة

للدكتور المهندس/محمود حجازى

تحدث ظاهرة الارجحة فى النظم الكهربائية أثناء اختلال توازن القوى الكهربائية والميكانيكية نتيجة للتأخير فى فصل القصر أو لحدوث هبوط مفاجىء فى القوى المولدة .

ونتيجة للارجحة تحدث تيارات معادلة ذات طابع نبضى ، وتصل هذه التيارات الى أقصى قيمة لها عندما تصل الزاوية بين جزئى النظام المتأرجح الى ١٨٠ درجة .

وتشبه الظواهر التى تصاحب الأرجحة حالة القصر ثلاثى الاوجــه ، من حيث أن الجهد يهبط والتيار يرتفع فى الاجراء المختلفة من الشبكة ، ولهذا فان كل النتائج المترتبة من حدوث القصر يمكن توقعها فى حالة ظهور الارجحة فى الشبكة الكهربائية .

وتسمى النقطة التى يصل فيها الجهد أثناء الأرجحة الى أقل قيمة ممكنة « المركز الكهربائى » للشبكة ، وفى هذه النقطة أيضا يصل تيار الارجحة الى أعلى قيمة ممكنة له .

وتشرح المقالة طريقة تقسيم الشبكة الكهربائية ــ فى حالة حدوث أرجحة ــ الى شبكتين متزامنتين منفصلتين بطريقــة تؤدى فى النهاية الى حـــدوث التوازن فى الشبكة كلها لامكان اعادة توازنها .

ويعتمد الجهاز على مجموعة من المتابعات تقوم بعمل عداد يحسب عدد ذبذبات الأرجحة ، بحيث اذا زادت هذه الذبذبات عن عدد معين خلال فترة زمنية محددة يقوم الجهاز بفصل المفتاح ، وبذلك تنقسم الشبكة الكهربائية الى قسمين منفصلين . ومن الطبيعى أن أنسب مكان لتركيب هذا الجهاز هو أقرب قضبان من المركز الكهربائى للشبكة .

تحليل دوائر المعدلات المحملة بمكثفات ذات قدرات عالية وجهد مرتفع

وتطبيق النتائج فى تصميم بعض الأجهزة وكمثال مولدات الدفع للضغط العالى

للدكتور المهندس شيمى منصور

عند تصميم الأجهزة التى تعمل على أســاس شحن المكثفات (عن طريق دوائر تحتوى على معدلات) ثم تفريغ هذه المكثفات فى حمل ما (مثل اللحام عن طريق شحن المكثفات ومولدات الدفع للضغط العالى .... الخ) فأحد العناصر الرئيسية فى التصميم هو تحديد الزمن اللازم لشحن مكثفات ذات سعة محددة لجهد معين . وفى كثير من الحالات يحتاج مهندسى التصميم تقدير القيمة المكافئة المناســبة للمقدار (السعة بالفاراد × المقاومة بالأوم) لدوائر الشحن المختلفة ويكون محددا له زمن الشحن بالنسبة لجهد معين على المكثفات . وفى كلتا الحالتين فان تيــار الشحن للمكثفات يعتمد على الفرق بين جهد المعدل اللحظى وجهد المكثف اللحظى . ولما كانت المعادلات التى تحكم هذا الفرق معقدة فان تحديد قيمة الزمن اللازم للشحن يصبح طويلا ومجهدا . وفى هذا البحث قدمت طريقة للتغلب على تلك الصعوبات ثم وضعت النتائج التى توصل اليها على شكل منحنى يربط بين **الوقت اللازم للشحن / (السعة × المقاومة) المكافئة للدائرة)** ، **(جهد المكثف/أقصى جهد لحظى المعدل**

وعلى ذلك فان مهنــدس التصميم لمثل هــذه الأجهزة يمكنه باستخدام هذا المنحنى والنتائج التى توصل اليها تحــديد أية من المتطلبات التى سبق ذكرها بسهولة وبدقة كافية .

الاتجاهات الحديثة في التحكم الآلى

الدكتور عبد الحميد رشوان

انتشر استخدام التحكم الآلى فى العصر الحديث انتشارا كبيرا فى جميع المجالات الهندسية على درجات متفاوتة ، ففى بعض المجالات يستخدم التحكم الآلى بشكل مبسط كالتحكم فى درجة الحرارة بواسطة الترموستات البسيط فى التبريد وتكييف الهواء : بينما ياخذ التحكم الآلى شكلا آخر اكثر تعقيدا فى عدة مجالات اخرى .

— ففى مجال الصناعات الحديثة سواء فى الصناعات البترولية أو الكيماوية أو المعدنية تستخدم مجموعات منفصلة أو متداخلة للتحكم فى درجة الحرارة والضغط والتصرف ودرجة تركيز الاحماض . الخ .

— وفى مجال محطات القوى الكهربية نستخدم مجموعات للتحكم فى الجهد والذبذبة يضاف اليهامجموعات التحكم فى الفلايات فى المحطات الحرارية .

— وفى المجال الحربى توجه معظم الأسلحة الحديثة آليا كالمدافع المضادة للطائرات والصواريخ الموجهة .

— وفى مجال ابحاث الفضاء تمتلىء سفن الفضاء باجهزة التحكم الآلى هذا بخلاف اجهزة التوجيه الارضية لها .

وفى كثير من المجالات السابق ذكرها يزداد استخدام الحاسبات الالكترونية يوما بعد يوم .

لقد عملت دراسات كثيرة فى السنوات الاخيرة لتطوير اسس التحكم الآلى سواء فى النواحى النظرية أو العملية ، كان من نتيجتها ظهور أفكار تقدمية فى نظرية التحكم الآلى بدأ تطبيقها فى النواحى العملية، فالبرغم من أن التحكم الآلى استخدم من أكثر مائة سنة الا أن الموضوع لم يأخذ باهتمام الرياضيين والمهندسين الا منذ بداية الحرب العالمية الثانية حينما ظهرت الحاجة الماسة والعاجلة لاستخدام مجموعات للتحكم الآلى فى توجيه الاسلحة المختلفة ونتيجة لذلك ظهرت فى فترة ما بعد الحرب نظرية موحدة للتحكم الآلى رغم تباين مكونات التحكم الآلى فى الاستخدامات المختلفة وهذه النظرية هى المسماه حاليا النظرية التقليدية .

ولقد كانت ولا تزال هذه النظرية كافية فى كثير من الحالات التى تتكون فيها مجموعات التحكم من دوائر بسيطة منفصلة غير متداخلة .

— ولكن فى عصر النفاثات حيث اتضحت الحاجة الى مجموعات من التحكم الآلى على درجة كبيرة من الكفاية والدقة للتحكم فى الطائرات النفاثة التى تمر فى أثناء طيرانها بظروف تتغير تغيرا كبيرا من لحظة لأخرى مما يجعل استخدام مجموعات التحكم البسيطة غير مناسب .

— وفى عصر الفضاء الذى هو امتداد لعصر النفاثات ظهرت الحاجة الى نوع من التحكم الآلى يمكن بواسطته الوصول الى افضل حالات التشغيل سواء عن طريق تصميم المجموعات اللازمة لذلك أو عن طريق مجموعات يمكنها التكييف تلقائيا حسب ظروف التشغيل .

وفى مجال العمليات الصناعية الكبيرة ، بالصناعات البترولية والكيماوية والمعدنية حيث توجد متغيرات متعددة تتأثر بعوامل مختلفة بعضها عشوائى يلزم التحكم فى هذه المتغيرات

بهدف الوصول الى أفضل وأكبر انتاج مع أقل فاقد وبأقل تكلفة .

كل ذلك استدعى التفكير فى ايجاد طريقة جديدة لدراسة وتصميم مجموعات التحكم الآلى اللازمة للتحكم فى العمليات المعقدة ذات المتغيرات المتعددة وذلك بهدف الوصول الى أفضل حالات التشغيل لها حتى أمكن الوصول فيما بعد سنة ١٩٦٠ الى نظرية التحكم الحديثة ومما ساعد على ذلك التطور الكبير فى الحاسبات الالكترونية على وجه الخصوص والالكترونيات على وجه العموم .

وتختلف النظرية الحديثة عن النظرية التقليدية اختلافا بينا فبينما تعتمد النظرية التقليدية فى تصميم مجموعات التحكم على طريقة تجريبية مبنية على قواعد عرفية ، فان النظرية الحديثة تعتمد على التحليل الرياضى الدقيق المبنى على أحدث النظريات الرياضية . كما تعتمد على استعمال الحاسبات الالكترونية فى تصميم مجموعات التحكم التى يمكنها الوصول بالتشغيل الى أفضل حالاته .

ولا يقتصر استخدام النظرية الحديثة على التحكم الآلى فى المجالات الهندسية بل يتعداه الى موضوعات أخرى كثيرة كالتصميم على وجه العموم والادارة والاقتصاد حيث ان الهدف فى هذه المجالات وهو الوصول الى أحسن النتائج بأفضل الوسائل . يتفق مع الهدف من التحكم الآلى .

واخيرا وليس آخرا فانه لمتابعة هذه الاتجاهات الحديثة فى التحكم الآلى سواء فى الناحية النظرية او العملية يلزم له مهندسون متخصصون فى هذا المجال الذى أصبح علما قائما بذاته يمكنهم القيام بالتصميم والاشراف كما يلزم لصيانة أجهزة التحكم الحديثة فنيون فى الأجهزة على أعلى مستوى ..

لخط النقل ذى الجهد الفائق ٥٠٠ كيلوا فولت

قدرة نقل الحمل تعادل ستة أمثال خط النقل لل ٢٣٠ كيلو فولت ..

للدكتور المهندس محمود صبرى أبو حسين

يلخص هذا البحث تطور استخدام الجهد الفائق فى نقل القدرة الكهربية فى انحاء العالم .

كما يعطى المميزات والطرق الفنية لنقل القدرة الكهربية بواسطة هذا الجهد الفائق ويشرح أيضا طريقة التصميم بواسطة « الدائرة الحرجة » .

وينتقل البحث بعد ذلك الى استخدام الجهد المستمر الفائق فى نقل القدرة الكهربية ويوضح صلاحية ذلك بالاشارة الى التطبيق العملى واقتصادياته مستخدما هذا التيار المستمر الفائق الجهد فى نقل القدرة الكهربية .

واثبت هذا البحث أن خطأ واحدا لنقل القدرة الكهربية بواسطة التيار المتردد الذى له جهد يساوى ٥٠ كيلو فولت يعادل فى سعة التحميل ما يمكن أن ينقله ستة خطوط ذى جهد يساوى ٢٣٠ كيلو فولت من القدرة الكهربية .

تصميم أفضل النظم الملاحية التى تعمل ذاتيا وباستخدام الرادار

للدكتور المهندس عبد المنعم بلال

هذا التقرير يستعرض بشرح تفصيلى طريقة لتصميم وتحليل أداء بعض النظم الحديثة التى تستخدم فى أجهزة الملاحة الجوية الخاصة بالطائرات ومركبات الفضاء للأغراض الحربية والترجارية على السواء . تعتمد هذه النظم أساسيا على خلط أو تهجين المعلومات الصادرة عن نظامين ملاحيين أساسيين بحيث أن يتولى جهاز الخلط أخذ المعلومات اللحظية من أحد هذين النظامين ولفظ المعلومات من النظام الآخر معتمدا على تقدير الأخطاء الصادرة من كل ، والنظامين الأساسيين المستخدمين اللذين يتعرض لهما هذا التقرير هما :

أولا : نظام قياس سرعة مركبة الفضاء مباشرة بالنسبة للأرض باستخدام جهاز رادار يعمل بنظرية دوبلر . وتحدد السرعة فى هذه الحالة عن طريق تحديد انحراف تردد ثلاثة موجات كهرومغناطيسية مرسلة فى ثلاثة اتجاهات بشرط أن لا تقع هذه الاتجاهات فى مستوى واحد . وطبقا لنظرية دوبلر فان الانحراف فى التردد يتناسب مع مركبة السرعة فى اتجاه الموجة الكهرومغناطيسية .

ثانيا : نظام ملاحى ذاتى ويتكون من القاعدة المتزنة عليها اجهزة قياس العجلة التى تحدد عجلة مركبة الفضاء بالنسبة لمحاور ثابتة فى الفراغ ، هذه المحاور الثابتة توفرها أجهزة الجايروسكوب وتقاس السرعة والاتجاه عن طريق تكامل العجلة بواسطة أجهزة التكامل الموجودة أيضا على القاعدة المتزنة .

ولقد شرحت عدة انظمة مختلفة لخلط هذين النظامين الأساسيين منها النظام الملاحى المعروف بالنظام الملاحى من الدرجة الثانية وكذلك النظام الملاحى من الدرجة الثالثة وهكذا . لكل من هذه النظم مزاياه وعيوبه من ناحية الدقة فى القياس وصعوبة التنفيذ وكثرة عدد المكونات وبالتالى كثرة النفقات ، كما وانه قد بين كيف تتأثر هذه النظم بالحركة الديناميكية لمركبات الفضاء أو الطائرات وكذلك كيف تستجيب للأخطاء الموجودة بأجهزة القياس وأجهزة الرادار وأجهزة الجايروسكوب . لقد تبين أن التعريف أو التقسيم التقليدى للنظم المذكورة ليس بالتعريف السليم نظرا لأن ذلك قد يؤدى الى أخطاء غير مقصودة فى اختيار احدى هذه النظم وأعطى لذلك مثال لنظامين مختلفين من نوع واحد وهو النوع الملاحى من الدرجة الثانية ، وجد أن أحدهما يتأثر تأثرا شديدا بالأخطاء الموجودة فى رادار قياس السرعة ذات الترددات العالية والآخر أقل تأثرا بكثير .

وعلى هذا الأساس فانه قد أجريت حديثا عدة محاولات لوضع نظام خلط عام بحيث يشمل النظم المعروفة المختلفة كحالات خاصة منـــه . أهم تلك المحاولات أدى إلى النظام المعروف بنظام جونسون الملاحى الذى احتل مكانا ممتازا كأساس للبحث في هذا المجال فى السنوات الأخيرة . ويعتمد جونسون أساسه فى نظامه على استخدام مرشحين $H(s)$ وكذلك $Q(s)$ ووجد أنه اذا تحقـق الشرط أن $H(s)+Q(s)=I$ عند أى تردد s فان الخطأ الناتج فى قياس السرعة أو العجلة أو الوضع لا يعتمدا مطلقا على الحركة الديناميكية لمركبة الفضاء ولكن يعتمد نقط على الأخطاء الموجودة فى أجهزة القياس مثـل جهاز قياس السرعة والعجلة وأجهزة الجايروسكوب. وتحت هذه الظروف اصطلح على تسمية هذه النظم بالنظم الديناميكية التامة

ولتصميم المرشحات $H(s)$ وكذلك $Q(s)$ حتى نحصل على أفضل نظام ممكن استخدمت نظرية وينركو لمجوروف المعروفة تحت الفروض التالية :

(ا) النظام الملاحى نظام خطى ثابت .

(ب) التصميم يشمل قناة واحدة من النظام الملاحى

(ح) عجلة كوريوليس قد عوض عنها

(د) مركبة الفضاء تسير على ارتفـاع ثابت ولهذا فان عجلة الجاذبية الأرضية قد فرضت ثابتة أيضا .

(ه) مصادر الأخطاء الموجودة فى النظـام قد عرفت تعريفا احصائيا وهى مصادر غير معتمدة بعضها على بعض Independent وكذلك ثابتـــة stationary وكذلك ارجوديك **Ergodic**

(ه) النظـــام المقترح هو أفضل الأنظمة بالنســبة لخاصية أقل متوسط مربع الأخطاء

تحت هـــذه الفروض السابقة وتحت الشرط $H(s)+Q(s)=I$ أمكن استنتاج معادلة واحدة تمثل الخطأ E_r الناتج حين استخدام النظـام عمليا ، وهذه المعادلة لها الصورة الآتية :

$$Er(s) = (I(s)-I)\,Ear(s) + I(s)\,Ebr(s)$$

حيث $I(s)$ يمثل مرشح مجهـول ومطلوب ايجاده . وأما $E_{or}(s), E_{or}(s)$ فهما يمثلان أخطاء مميزة تعتمد على الأخطاء الموجودة فى الأجهزة التابعة للنظام مثل جهاز قياس العجلة والجايروسكوب . ويلاحظ انه قد استخدم الرمز r لتمييز استخدام معين ، فمثلا اذا كان $r = V$ فان النظام يقصد به أفضل نظـــام لتحديد السرعة ، واذا كان $r = A$ فان المقصود هو أفضل النظم لقياس العجلة وهكذا .

المعادلة السابقة تؤدى بسهولة وبطرق كلاسيكية الى ايجاد شكل الدالة الانتقالية للمرشح $I(s)$ تحت شرط امكانية بنائها بمكونات محددة مثـــل المقاومات العادية ومقاومة السعة . وطبيعى فان دالة الانتقال الناتجة بهذه الطريقة هى الدالة الوحيدة التى تضمن أقل خطأ معيارى للدالة المراد قياسها بهـــذا النظام .

ولبيان امكانية تطبيق هذه الطريقة فانه قد أدمج فى هذا التقرير مثال عملى يوضح ذلك . ولقد حصل على معادلات الأخطاء التى استخدمت فى الحسابات من شركات تخصصية فى هذا المجال وتمثل صـــورة حقيقيـــة لمعظم هذه الأجهزة الموجودة فى الطبيعة . ولذلك فان التصميم الناتج يمثل تصميم جهاز ملاحى يصلح فعلا للتطبيق فى معظم الحالات .

Dr. M.A. SHIMY MANSOUR



— Received the B.Sc. degree in Electrical Engineering from the University of Cairo in 1951.

— Upon graduation he joined the Egyptian Railways. From 1953 to 1955 he worked in Western Germany and Holland in connection with the Egyptian Railways electric traction schemes.

— He received :

— The degree (Dr. Techn.) from Budapest Technical University & the degree (CANDIDATE OF TECHNICAL SCIENCES) from the Hungarian Academy of Techn. Sc. in Budapest.

— On 1962, as Assistant Diesel Shops Manager (Electrical) & Head of Boulac Electric Shops (BOTH OF THE EGYPTIAN RAILWAYS), he participated in the preparation of the necessary specifications for new traction units. On 1964 he joined the University of Cairo as lecturer in electrical engineering.

— Dr. Shimy Mansour is a SENIOR MEMBER of the Institute of Electrical and Electronics Engineers, N.Y.

Dr. ABDEL-MONEM BILAL



— Born in 1933.

— B.Sc. (1956), M.Sc. (1959), Electrical Engineering, University of Alexandria

— M.Sc., Electrical Engineering (1961), M.Sc., Mathematics, (1963), University of Michigan, U.S.A.

— Ph.D., Electrical Engineering (1963), University of Michigan, in Special Automatic Control System Engineering

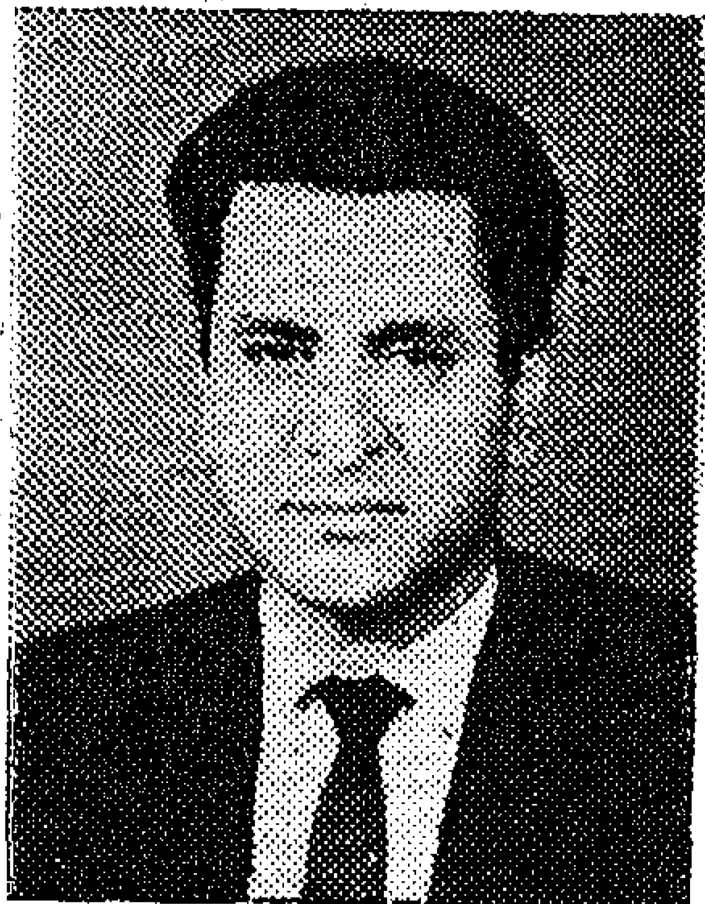
— Dr. Bilal joined the Faculty of Engineering, Alexandria University, as a demonstrator, in 1956

— From 1961 to 1963 he was research assistant with the Institute of Science and Technology, University of Michigan

— After some months with the Signalling Department, Egyptian Railways, he joined the Egyptian General Aero Organisation, in April, 1964.

— Member, Egyptian Engineering Society, I.E.E. (U.S.A.) Aerospace Committee, Egyptian Engineering Society.

Dr. FARUK A.M. RIZK



— Born in 1934 and graduated from the Faculty of Engineering, Cairo University in 1955.

— In 1960 he was awarded the degree of M.Sc. from Cairo University and the degree of Licentiate of Technology at the Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, where he followed his post graduate work since October 1958.

— In August 1960 he joined the ASEA High Power Department and carried out some reseach work in the field of Air-Blast Circuit Breakers, for which he has been awarded the degree of Doctor of Technology from Chalmers University of Technology in Gothenburg in May 1963.

— In November 1963 he was appointed assistant professor in Electric Power at Chalmers University of Technology and he still keeps that title.

— Is now head of the E.H.V. Research Centre at the Electricity General Corporation Since 1964, he has been engaged in studies concerning the UAR Interconnected Power System

— Dr. Rizk has some papers published in Swedish and British journals. One of his articles was among the papers honoured to represent Sweden in the Cigré Conference in 1964 and another article represented the UAR in Cigré 1966.

ABDEL-HAMID AHMED RASHWAN



— B.Sc. (Elect. Eng.), Cairo University.

— D.C.T. (Batt.), Battersea College 1956 London.

— Ph.D. University of London 1956.

— Member of Egyptian Society of Engineers.

— Member of Institution of Electrical Engineers (C. Eng. M.I.E.E.)

— Member of the Institute of Electrical & Electronic Engineers U.S.A.

— Assistant Professor, Faculty of Engineering Cairo University.

Dr. HAMDI MOSTAFA EL-SHAIR



— Born in Mansoura in 1935.

— Obtained his B.Sc. degree in Electrical Engineering from the Faculty of Engineering, Alexandria University in June 1957 with honours degree "Very Good" and appointed demonstrator in the Faculty of Engineering, Cairo University

— In 1963, he obtained his Ph. D. degree in power system stability from the Moscow Power Institute, with Distinction.

— Dr. El-Shair is now the head of the Network Analysis Centre, Electricity General Corporation (Studies and Research Sector). He participated in the studies of the High Dam Electrification Project and the Interconnected Power System of the U.A.R.

— Some of his research work has been published in the scientific journals of the USSR. In 1966 he presented a paper from the U.A.R. to the CIGRE.

Dr. Mahmoud HEGAZY



— Born in Alexandria in 1937.

— Obtained his B.Sc. degree in Electrical Engineering from the Faculty of Engineering, Alexandria University in June 1957 with honours degree "Very Good" and appointed as a demonstrator in the Faculty of Engineering, Cairo University.

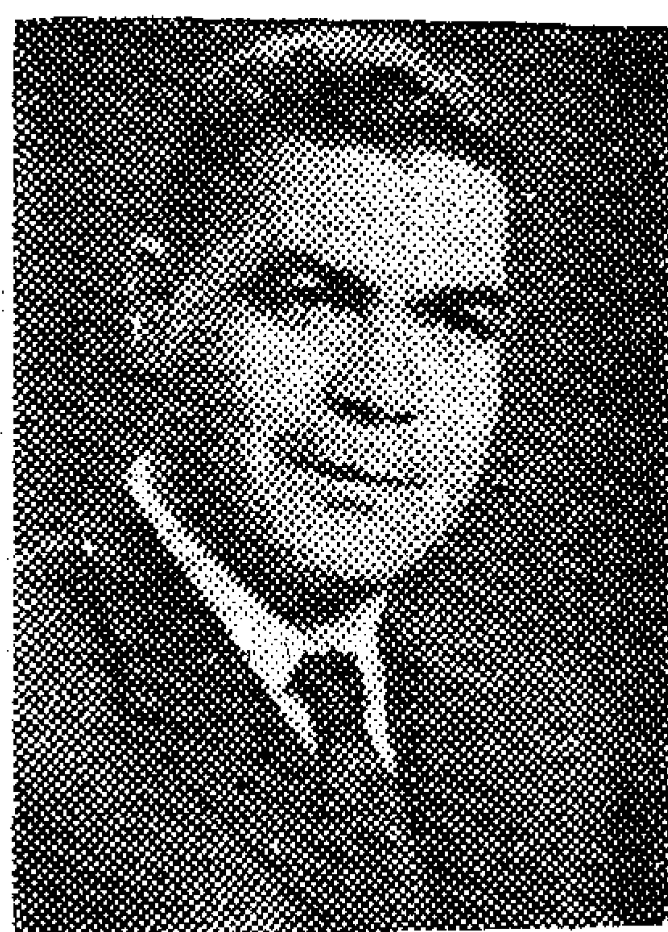
— In 1963, he obtained his Ph.D. degree in power system stability from the Moscow Power Institute, with Distinction.

— Dr. Hegazy is now the head of the Relay Proteclion Section, Electricity General Corporation (Studies and Research Sector). He participated in the discussions and Studies of the High Dam Electrification Project and the Interconnected Power System of the U.A.R.

Some of his research work has been published in the scientific Journals of the USSR.

ABOUT THE AUTHORS

Dr. M. F. SAKR



— B.Sc. Electrical Engineering, Cairo University, 1943.

— Ph. D., Sheffield University, 1947.

— At present, professor of Electrical Engineering, Cairo University.

— Between 1954-1956, Manager of the Nisr Tyre Factory in Alexandria (during the period of erection, start up and training of personnel).

— Between 1962-1967, Chairman of the Board & Managing Director of El-Nasr Co. for Rubber Products.

— Long experience in industry and industrial managment.

Dr. M. KHALIFA



— B.Sc. (Dist.), 1951, University of Cairo.

— M.Sc., 1954, University of Cairo.

— Ph.D., 1956, University of Toronto.

— Members I EE (London), I EEE (N.Y.). Society of Engineers, Cairo,

— Attended Conference Engineers in Cairo 1961, Las Vegas, 1965, Toronto, 1965 and at Montreal 1966.

— Received state award in 1965.

SOME TRENDS IN HIGH VOLTAGE POWER TRANSMISSION

By Dr. M. KHALIFA

The first high voltage line was built in Italy in 1886 and worked at 2 KV. With the continuous growth in the amounts of electric power to be transmitted over longer distances need has been to use higher and higher voltages. The highest transmission voltage in the world was 230 KV in 1930, 500 KV in 1959 and is now 735 KV.

In order to be able to transmit more power to longer distances, continuous research and studies have been going on at the Universities and the Power Utililies along the following lines:

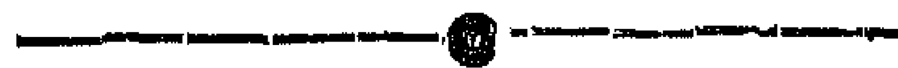
1 — Trying still higher voltages to find the feasibility of using them.

2 — Making the design of transmission lines more economical.

3 — Attempts to transmit more power at the existing voltages.

Studies along the above lines (1,2) take the form of developing new insulating materials and studying their behaviour under different voltage stresses. Polymers and plastics are being improved so as to replace porcelain as an overhead line insulator. Also gases like SF are tried in switchgear. The voltage stresses are AC, DC, short and long-duration voltage surges. As more and more knowledge is made available about the behoviour of insulation, the factors of safety used in their design can be reduced and thus the high voltage lines would be more economically built.

The attempts to transmit more power at the existing voltages include the use of DC lines. These can transmit more power than AC lines of the same voltage level. The DC lines are also more stable and more reliable than AC lines. The terminal stations, however are more costly and need more protection than those of AC lines. Another possibility for transmitting power over very long distances is to use a tuned transmission line. This would be artificially extended so as to correspond to 180° of the AC wave.This possibility, however, is still in the laboratory and research stage. The coming decade may witness such a line in service.



SUMMARY

ELECTRICAL COORDINATION BETWEEN ARAB COUNTRIES

Dr. M. F. SAKR

The production of electric power at a cheap price and its transmission and distribution to all remote places is a main problem facing nearly all Arab countries. Cheap electric energy is highly required for the quick industrial and agriculturat development and for raising the standard of living of the masses.

Every Arab country is studying its potential electric power resources and the means of utilizing these resources to the utmost by erecting networks connecting centers of generation to centers of load.

A salient example from U.A.R. is the electrification of the high dam near Aswan with a total installed capacity of 2100 MW and sending this power to Cairo and the delta area through a distance of over 800 km using a voltage of 500 KV for the first time in this part of the world.

In Syria, work has begun to build the Euphrates Dam which shall furnish 800 MW to be transmitted to the centers of loads in the main cities of Aleppo, Homs and Damascus.

In Lebanon, nearly all waterfalls are electrified. Future electric demands shall be supplied from the thermal stations.

In Kuwait more and more thermal units are being installed although the energy consumption per capita is the highest compared with the rest of the Arab countries.

In Iraq and Jordan more and more installed capacities, hydroelectric and thermal, is planned for the future.

Unfortunately, electrical planning is carried out in the different Arab countries without taking into consideration the requirements of the neighbouring Arab countries and the possibilities of exporting or importing electrical energy.

If this coordination was done between Syria, Lebanon and Jordan for example and their electric networks connected together, this would immediately lead to :

1) Cheap price/KW.H. in Jordan
2) More economical utilization of the electric energy from the Euphrates dam.
3) Less capital expediture on thermal stations in Lebanon.



SYNOPSIS OF THE SUBJECTS PUBLISHED IN THE ARABIC SECTION

Substituting in Eqn. 33, gives :

$$I_{\Delta v}(W) \equiv \frac{(\pi)\frac{1}{2}}{\psi v\ (W)} \left\{ \frac{\partial_D^2 (1 + \wedge^2 W^2)(\wedge W - \sigma)}{\partial_D \wedge^3 (W - 1)(W^2 - W + 1)} \right\} L.H.P.$$

$$\equiv \frac{\wedge W + \sigma}{\wedge^3 (W + 1)(W^2 + W - 1)}$$

Or in the original variable notations :

$$Iov\ (S) \equiv \frac{\Omega^2 (S + \Omega\sigma)}{(S + \Omega\wedge)(S^2 + \Omega\wedge S + \Omega^2\wedge^2)} \tag{43}$$

Substituting in Eqn. (21) Qov (s) can be given by :

$$Q\,ov(S) \equiv \frac{S^2 (S + \Omega\partial)}{S^3 + 2\Omega\wedge S + \Omega^2 (2\wedge^2 - 1) S + \Omega^3 (\wedge^2 - S)} \tag{44}$$

By substituting for Iov (s) in Eqn. (32) the square of the standard deviation of the system velocity error measurement can be given by :

$$\partial_v^2 \equiv 0.024 (2\,\partial_G^2\,\partial_D^{10})^{1/\partial} \tag{45}$$

REFERENCES

1. Strell, H., **Mathematical Theory Of Inertial And Doppler Inertial Levelling**. Internal Technical Memorandum Number 4619, General Precision Laboratory Inc. Pleasantville. N.Y. Nov. 14, 1957.

2. Bilal, A.Y. and Porter, W.A., "Optimum characteristics of some Motion Compensation Systems" Vol. 1, Theory and application of Doppler-Inertial System. March 1963. Report Project Michigan 2900-371-T(1). Univ. Of Michigan, Institute Of Science And Technology, Ann Arbor - Michigan.

3. Porter, W.A. And Kazda, L.F., Optimization of a Generalized Velocity-Inertial System". IRE Trans., June 1961, Vol. ANE-8.

In more familiar terminology, it can be shown that Eqn. 34 represents a typical gyro-drift-rate spectrum with a standard deviation of 0.1 σ_G degress/hour and a correlation time of 1/ W_G seconds. eqn. 35 represents a velocity sensor-with noise error whose variance/unit bandwidth is σ_0^2 (m/Sc)^2 Eqn. 36 represents an accelerometer with a standard deviation/Unit bandwidth is σ_A 10-5 g's.

To provide a range of parameter conside- ration which realistically represents actual gyros, accelerometer, and velocity radars, the parameters will be assumed to be within the following limits :

$$\text{(a) } 0.1 \quad \Omega \leq \omega_G \leq \Omega \quad \text{(rad/sec)} \tag{37}$$

$$\text{(b) } 1 \quad \leq \delta_D \leq \quad 3 \quad \text{(m/sec)}$$

$$\text{(c) } 0.1 \quad \angle \delta_A \angle \quad 10 \quad \text{(m/sec2)}$$

$$\text{(d) } 0.1 \quad \angle \sigma_\sigma \angle \quad 10 \quad \text{(rad/sec)}$$

The analysis is considerably simplified by introducing dimensionaless parameters and variable as follows :

$$\delta \equiv \omega_G / \Omega \qquad \text{(dimensionless)} \tag{38}$$

$$\wedge \equiv 412 \, (\delta \, \sigma_6^2 / \sigma_D^2)^{1/6} \qquad \text{(dimensionless)}$$

$$W \equiv \frac{S}{\Omega \wedge} \qquad \text{(dimensionless)}$$

From these limits, it may be derived that:

$$\text{(a) } 0.1 \leq \sigma \leq 1 \quad \text{(dimensionless)} \tag{39}$$

$$\text{(b) } 0.1 \leq \wedge \leq 10.0 \quad \text{(dimensionless)}$$

New, using the above dimensionless para- meters in the 2nd raw of table I for the calculation of Iov, i.e. an optimum velocity sen- sing vehicle gives :

$$\Phi_{aar}(W) + \Phi_{bav}(W) \equiv (1 + \wedge^2 W^2) \tag{40}$$

$$\psi^v(W) \equiv \frac{\pi \, \sigma_D^2 \wedge^6}{\delta^2 - \wedge^2 W^2} (1 - W^6) \tag{41}$$

Eqn. 41 is easily factored in the righ-half and left-half plane parts :

$$\left.\begin{aligned} \psi^v(W) &\equiv \frac{s\sigma \, \Delta^3 (W+1)(W^2+1)}{\Delta W - \delta} (\pi)^{\frac{1}{2}} \\ \psi^v(-W) &\equiv \frac{\partial \sigma \Delta^3 (W-1)(W^2-W+)}{\Delta W - \delta} \pi^{\frac{1}{2}} \end{aligned}\right\} \tag{42}$$

$\Theta_{rr}(w) = [I(TW) - 1][I\,6\,TW) - 1]\,\Theta_{aar}(w) + [I(E - TW) - I][1'(TW)]\,\Theta_{our}(w)$
$+ [I(TW) - 1][I\,C\,TW]\,\Theta_{bar}(w) + I(TW)\;IC\text{-}TW\;\Theta_{bbr}(w)$ (31)

knowng that the standard deviation σ_r of the error, Er is given by $\sigma_r^2 = \frac{1}{2\pi})_{T\infty}^{-\infty} \Theta_{rr}(w)\,dw$

we get:

$$\delta_r^2 = \int_{\infty}^{\infty} [I(TW) - 1][I(-TW) - 1]\,\Theta_{aar}(w) + [I(-TW) - 1][I(TW)\,\Theta_{aur}(w)$$
$$+ [I(-TW)]\,\Theta_{bar}(w) + I(JW)\,I(-TW)\,\Theta_{bbr}(w)]\,dw \qquad (32)$$

Variational principles can now be applied to the above equation to find which particular I(s) with poles in the left-half plane, which minimizes ϱ^2_r . Result of this application showed that the optimum filter Ior can be given as :

$$I_{or}(s) = \left(\frac{\phi_r(s)}{1}\right)\left(\frac{\phi_r(-s)}{\varphi_{aar}(s/5) + \varphi_{bar}(s/5)}\right)_{L,H,P,} \qquad (33)$$

where $\psi_r(TW)\,\Psi_r(-TW) = \varphi_{aar}(W) + \varphi_{bar}(W) - \varphi_{bbr}(W)$
and, L.H.P. signifies the Left-half poles of the quantity between brackets and none of the righ-half plane poles. Therefore, once the quantities
$\varphi_{aar}[s/5]$, $\Psi_{bar}[s/5]$, $\varphi_{bar}[s/5]$ and $\phi_{bbr}[s/5]$
are determined, Ior (s) is completely speci- fied.

The entries of lable (I) give the quantities needed for the evaluation of the optimum filter as given by the above equations. These are evaluated by making use of the equations 25, 26, 28, 29 and 30.

Table (I)
Combined Error Spectral Density Relations

	$\varphi_{aar}[s/5] - \varphi_{bar}[s/5)$	$\phi_r[s]\;\psi_r[-s]$
$r = \Theta$	$1/s^2\,[-\varphi_6\,[s/5] - 1/gR\,[s^2 - \pi^2]\,\varphi_D\,[s/5]$	$[[1/s^2][\varphi_6[s/5] - s^2/g^2\varphi_\sigma\,[s/5] - 1/g^2[s^2 - \pi^2]\varphi_D[s/5$
$r = v$	$[1/\pi^2]\,[s^2 - \pi^2]\,\varphi_D\,[s/5]$	$R^2[\varphi_6[s/5] - s^2/\pi^4\phi\alpha]s/5] - \pi^4[s^2 - \pi^2]^2\pi_D\,[s/5]$
$r \times A$	$1/s^2[-g^2\varphi_6[s/5] - s^2\varphi_D\,[s/5] - \pi^2 - \pi^2]\varphi_D[s/5]]$	$[-g^2/5^2]\varphi_6[s/5] - \varphi\alpha\,[s/5] - 1/s^2[s - \varkappa^2]^2\phi_D[s\,5]$

V. Example Calculations : Error source power spectra, parameter, determinations :

The power spectra used in this calculation will be

$$\Phi_6(\omega) \equiv \frac{0{\cdot}15\;\pi\;\omega_6^2\;\delta_6^2\;10^{-12}}{\omega_6^2 + \omega^2} \qquad \text{(rad/sec)2/(rad/sec)} \quad (34)$$

$$\Phi_D(\omega) \equiv \pi\;\delta_D^2 \qquad \text{(m/sec)2/(rad/sec)} \quad (35)$$

$$\Phi_\alpha(\omega) \equiv \pi\;\delta_A^{\;2}\;10^{-8} \qquad \text{(m/sec2)2/(rad/sec)} \quad (36)$$

In Eqn. 24 the subscripter is used to iden-tify the system application. That is, if r = O, r = V, or r = A, the Ev(s) becomes either Eo(s), Er(s), or Ea(s) respectively. The representative error source Ear and br are ndependent of I (s) and are combined of the three original error sources. The form of Eqn. 22 is exceedingly simple, moreover, the closed-loop poles of I (s).

The transformations which carry Eqn. 24 into their respective system error equations are as follows :

4.4.A VERTICAL - REFERENCE ERROR TRANSFORMATIONS :

When vertical-reference determina-tion ims the system functions, the identification r-O is made. In this case the proper error sources are shown to be

$$E_{ar}(s) = E_{r\Theta}(s) = \frac{-I}{s} E_G(s) + \frac{I}{R} E_D(s) \tag{25}$$

$$E_{br}(s) = E_{b\Theta}(s) = \frac{I}{g} E(s) - SE_D(s) \tag{26}$$

4.4.B VELOCTTY ERROR TRANSFORMA- TIONS :

For velocity sensing the identifica tion r = V is made, in which case the following error-source forms are correct :

$$E_{ar}(s) = E_{a\Lambda}(s) = -E_D(s) \tag{27}$$

$$E_{br}(s) = E_{bv}(s) = \frac{I}{\mathcal{U}} [-g E_G(s) + {}_S E_\alpha(s) - S^2 E_D(s)] \tag{28}$$

4.4.C Acceleration Error Transformations :

The identification r-A is made and the representative error sources assume the forms :

$$E_{ar}(s) = E_{aA}(s) = -\tfrac{1}{2} [S E_\alpha(s) - g E_G(s) - \Omega^2 E_D(s)] \tag{29}$$

$$E_{br}(s) = E_{aA}(s) = S E_D(s) \tag{30}$$

4.5 DERIVATION OF THE OPTIMUM FILTER :

In the previous analysis, the represen-tative error Eqn. 24 was derived by assuming the error sources E_{ar} (t) and E_{br} (t) as presecribed time functions. This assumptions helps to simplify the mathematical development, but in actual case, it is not all realistic. Here, as in many physical problems, the error sources are of random nature upon which recent statistical approaches have been developed.

Now, each of the error sources E_α, E_6 and E_D is assumed to be a random process which is ergodic, stationary and mutually independent of all other sources. Having specified the type of error sources, the oplimum filter I(s) designated by Ior(s), will be that particular physically realizable I(s) which reduces the mean square value of Er (t) to a minimum. By refering to Eqn. 24, the representative power specltrum of the error sources Er denoted by $\Phi_{rr}(w)$ where w = S/J is seen to be :

4.3- Exact Dynamic Systems :

Equations 14,15 & 16 are respectively, the errors of vehicle positions velocity, and acceleration as calculated by the system. In all three equations there is a forced error represented by a transfer function multip-lied by the Laplace transfer of V (t). However, by relating H (s) to Q (s) as in equa-tion 17 it is possible to restrict this system to general forms wih no forced errors.

$$H(s) + Q(s) = 1 \qquad \ldots\ldots (17)$$

By way of definition, the general system which obeys the condition of eqn. 17 will be referred to as an "exact dynamic" or an "exact system". All other systems will be called "nonexact systems". All imposing the condition of the exactness of eqn. 14, 15 and 16 they are similified to the following final forms :

$$RE_{\Theta}(s) = [S^2 + \Omega^3 Q(s)]^{-1} \{ R\, S\, E_G(s) + S[1 - Q(s)]\, E_D(s) + Q(s)\, E_\alpha(s) \} \quad ..(18)$$

$$E_A(s) = [S^2 + \Omega^2 Q(s)]^{-1} \{ -gQ(s)\Theta_G(s) + S^2[1 - Q(s)]\, E_D\, s) + SQ(s) E_\alpha(s) \} \quad ......(19)$$

$$E_A(s) = [S^2 + \Omega^2 Q(s)]^{-1} \{ -gS\Theta_G(s) - S^2(s)[1 - Q(s)]\, E_D(s) + S^2 E_\alpha(s) \} \quad ......(20)$$

For two reasons the impozition of Eqn. 17 upon the three system error eqns. 14, 15, 16 is not as drastic as it appears at first glonce. First, the forthcoming analysts is simplified, hence, attention can be focused on the optimization process. More significantly, however, once the optimization proce-dure is familiar, the results of the analysis under condition 17, can be readily general-ized to cases where H (s) does not fulfill the condition of eqn. 17.

4-4 — Representative System Error Equation :

The right-hand sides of Eqns. 18, 19 and 20 are quite similar. All three denominators are identical, while the numer-ators are combinations of the error sources and filter transfer functions. Al-though individual treatment of the three system error equations is possible, much time and effort would be saved if a single representative error equation could be fou:d to encompass all of them. Such an equation does exist.

For the sake of simplicity, it is con-venient to define a synthetic filter" I(e)" before diplaying the general representa-tive error equation. This filter will be defined by the equation :

$$Q(s) = \left(\frac{S^2}{\Omega^2}\right) \frac{I(s)}{1 - I(s)}$$

It can be shown directly that two equival-ent forms of Eqn 21 would be :

$$I(s) = \frac{\Omega^2 Q(s)}{S^2 + \Omega^2 Q(s)} \qquad (22)$$

$$1 - I(s) = \frac{S^2}{S^2 + \Omega^2 Q(s)} \qquad (23)$$

In terms of this new filter notation, the rep-resentative error equations is very simple in form :

$$E_r(s) = [I(s) - 1]\, E_{or}(s) + I(s)\, E_{br}(s) \qquad (24)$$

The acceleration computed by the system is A_C which would be a true indication of A_T axcept for the false acceleration signals due to the error E_Θ in plalform leveling and to the accelerometer noise E_α A_C is integrated and filtered by Q (s), the auxiliary velocity sensor also senses V_T and is inerror by E_D This signal is passed through filter H (s) before being added to the output of the filter Q (s) to form V_C which is the vehicle velocity as calculated by the system Vc is scaled by 1/R; converting it to angular velocity, and is then used to torque the gyro in order to maintain the local level. The gyro has a drift rate noise of E_G the gyro-reference direction, will be designated as the vertical reference direction as calculated by the system.

The representation of the accelerometer and the velocity sensor as unity is permissible provided linearity exists and E_α and E_D include in equivalent additive form the effects of the sensor deviation from the unit transfer function.

A V-I System may be applied in one of three concievable distinct ways :

1 — Determination of the vertical reference direction.

2 — Determination of vehicle velocity.

3 — Determination of vehicle accoleration.

Quite often the system application does not fall strictly within any one of these categories it may be for instance require both vertical reference and velocity information In any event, the reference output can be considered to be :

1 — Ac, the output of the accelerometer.

2 — Vc, the output of the filter combination.

3 — Oc, the gyro-reference vector, for (V-I) systems, three error equations, E_Θ Ev, Ea are consquently of interest.

Position error, E_α is defined as the calculated angular displacement *minus* the true angular displacement ($E_\Theta = \Theta c - \Theta t$).

Velocity error, E_α is defined as the calculated velocity minus the true velocity (Ev= Vc — Vt). Similarly, acceleration error E is the difference between the calculated and true vehicle accelerations (Ea=Ac—At.)

The large majority of velocity-intertial systems in use today are of two types : systems in which $E\Theta$ is the system error of interest, and velocity-determination systems in which Ev is the system error of interest. For these applications which require reference - direction and velocity-information, parameters may bechosen on a compromise basis to yield relatively small rather minimum values for either Ev or E_Θ .

The relationship between the three system errors (E_Θ Ev and Ea) and the three representative error sources (E_α, E_D, E6, and $_{6d}$) can be derived directly from Fig. 13 by nodal summation of signals.

It can be easily shown the following :

1. **Vertical reference error RE Θ (s) :**

$$R\ E_\Theta(s) = [\ S^2 + \Omega^2\Theta(s)]^{-1}\{RSE_G(s) + SH(s)E_D + Q(s)E(s)E_\alpha(s)+S[H(s)+Q(s)-1]V_T\} \ldots\ldots (14)$$

2. **Velocity error Ex :**

$$E_V(s) = [S^2+\Omega^2\Theta(s)]^{-1}\{gQ(s)E_G(s) + S^2H(s)\ E_D(s)+ SQ(s)E_\alpha(s)+S^2[H(s)+Q(s)-1]V_T\} \ldots (15)$$

3. **Acceleration error :**

$$E_A(s)=[S^2+\Omega^2Q(s)]^{-1}\{gSE_G(s)-S\Omega^2H(s)E_D(s) + S^2 E\alpha - \Omega^2 S\ [\ H(s) + Q(s)-1]V_T\} \ldots [16]$$

IV- V-I SYSTEM OPTIMIZATION

4.1- Assumptions :

The followin broad assumptions will be made in the analysis :

1. This is a linear time-invariant system analysis.
2. Only a single channel of a V-I system will be considered, cross coupling or interaction effcts with other channel will not be considdered.
3. Since they are assumed to be porfect, the Coriolis and centripetal corrective terms will be omitted from the discussion.
4. The vehivle is moving over the earth's surface at a constant known altilude, hence R and G are cons tants.
5. The phisical error sources are independent, stationary and ergodic.
6. The optimization criterion will be that of the minimum mean-square error.

4.2- V-I System Errors :

Fig. 13 represents a block diagram of the horizontal channel of the V-I system. V represents the component along this channel of the vehicle's velocity with respect to the earth. Of courss, the accelerometer actually senses the inertial accelerations which must be corrected in order to find the earth-reference acceleration A; but sinde these corrections are assumed to be crror free, they are omitted from the diagram and the accelerometer is shown as sensing A directly.

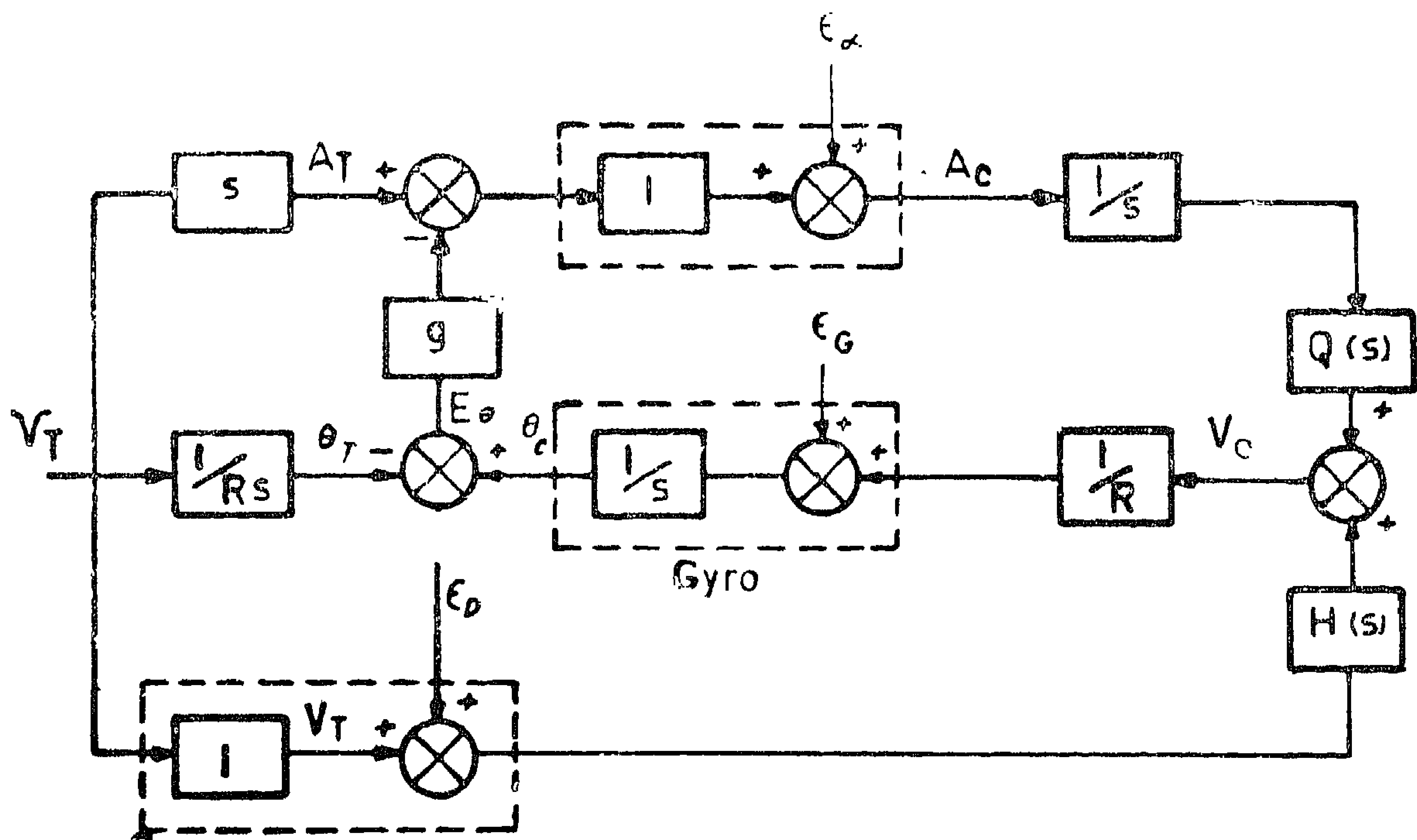


Fig.(13) Block Diagram Of The Johnson V-I System

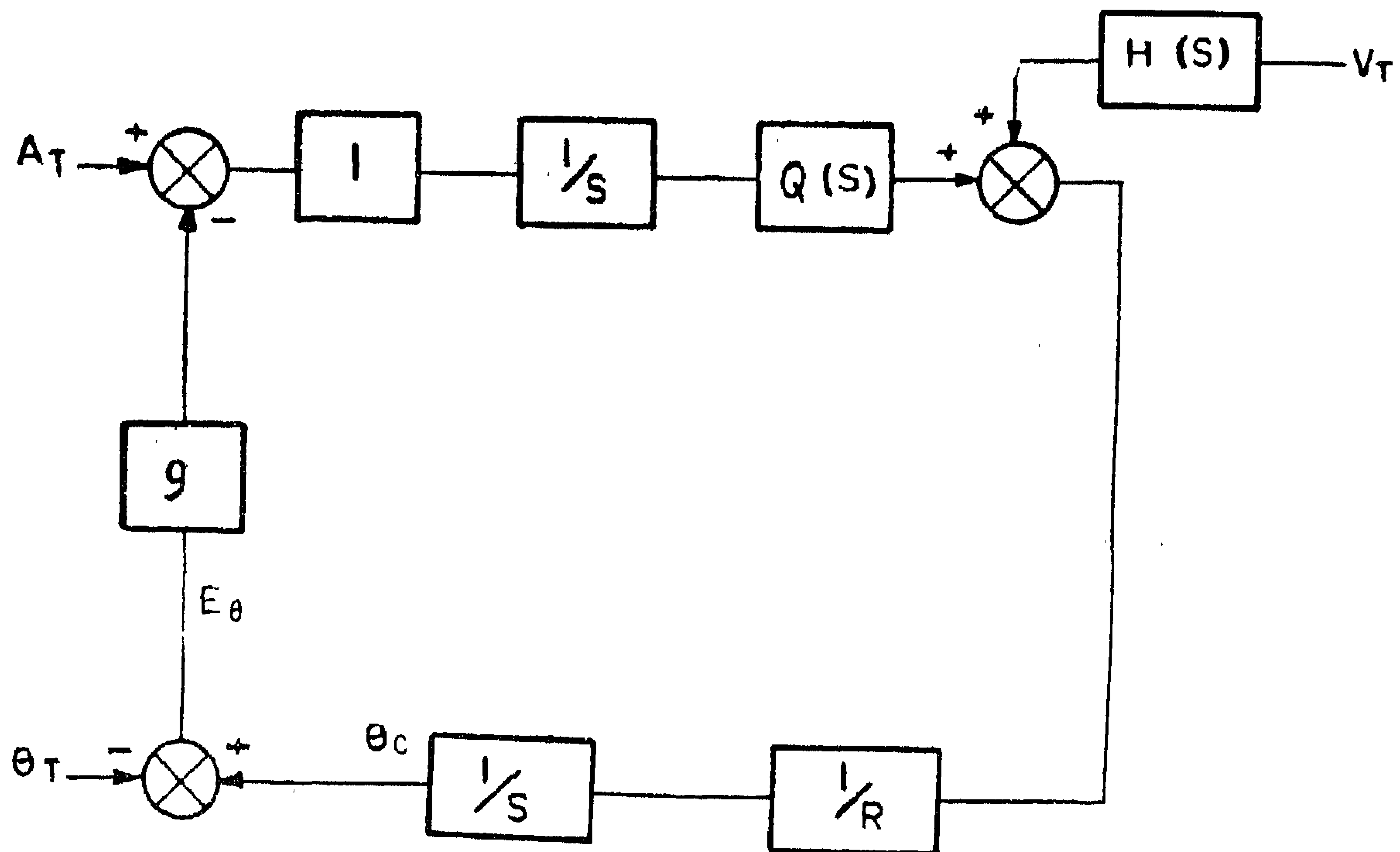


Fig.-12- A General V-I System (Johnson Appoach)

Johnson has shown that for this system to be dynamically exact, with no error term dependent on vehicle, the Q (s) and H (s) filters cannot be independent. In fact, the relationsship H (s) = 1-Q (s) would have to hold true.

It is intersting to note that the second and third-order systems previously discussed fit nearly into the Johnson configuration. When Q (s) = Ks/(s+K) the second order system results, whereas the third-order system results with a filter of the form Q (s) = (Ks+K)/(s+K).

These facts should serve to emphasize the generality of the Johnson configuration.

Although previous attempts at optimizing the V-I systems have been numerous and varied, they have certain similarities. Throughout all of them specific mixing system, usually asecond or third-order system, was chosen. The system error to be minimized was then calculated and such amplifier gains as the α and γ were adjusted to reduce this error to the minimum for the specific configurations selected.

Unfortunately, this procedure does not give any basis for chosing the best configuration. What is needed is an optimization scheme which does not chose the configuration in advance but selects it by means of the optimization process. This report derives such a scheme by means of a generalized optimization using tne Johnson configuration.

3.5- General V-I Systems :

Can a general repressntation of V-I systems be derived to cover the seemingly boundless number of potentially valuable systems? This provocative question has not been ignored as such researchers as Goldman and Hayden have attempted to answerit. Fig. 11 illustrates a typical Goldman-Hayden approach. In this block diagram D_1 (s), D_2(s), I (s) and and G (s) are all independent filters, the error sources have been omitted. Of all such attempts, the most useful for analytical purposes is a rather recent one proposed by Johnson (see Ref.3). This configuration, shown in fig. 12, is fairly simple in form and yet retains the generality of all previous systems.

Readers will immediately recognise that for a linear system, Fig. 11 is reducible to the form of Fig. 12. The follwing two step reduction of Fig. 11 emphasizes this point, for by substitution of the notations,

$$Q(s) = I(s)\ G(s) \qquad (12)$$

$$H(s) = I(s)\ [D_1(s)\ G(s) + D_2(s) \qquad (13)$$

The error equations of the configurations in fig. 11 will be identical ith those of the Johnson configuration. This latter configuration has been the art of many recent work in this field (see Ref? 3) and is considered here in the optimization process.

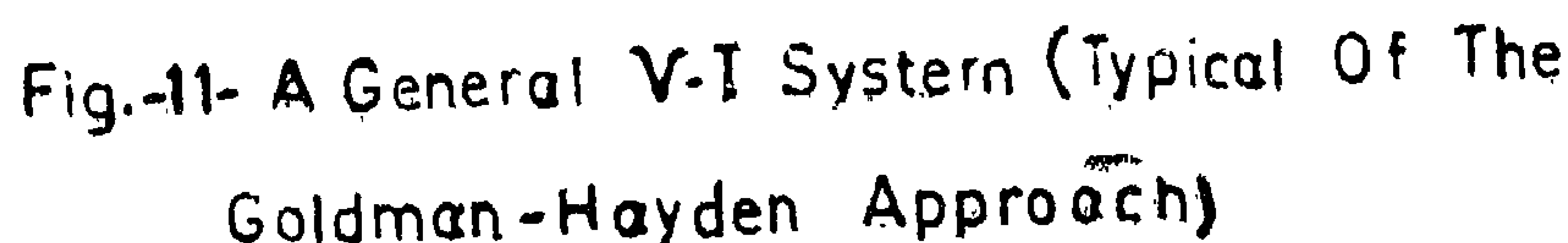


Fig.-11- A General V-I System (Typical Of The Goldman-Hayden Approach)

Comparing equ. (3) and (10), we see that t e high frequency doppler noise affects the first output position through a gain S where as it affects the second output position through a gain 1/s.

Note that the second configuration has the disadvantage of an open loop integrator which may cause low frequency drift problems. However, a third example given in Fig. 10, where the error equation E'' (s) is given by :

$$E''_v(S) = \frac{(S + \gamma)\,\varepsilon_a(S) - g\,(I + \alpha/s)\,\varepsilon_G(S) + \Omega^2\,(\alpha - \gamma/s)\,\varepsilon_D(S)}{S^2 + \gamma S + (I + \alpha)\,\Omega^2} \qquad (11)$$

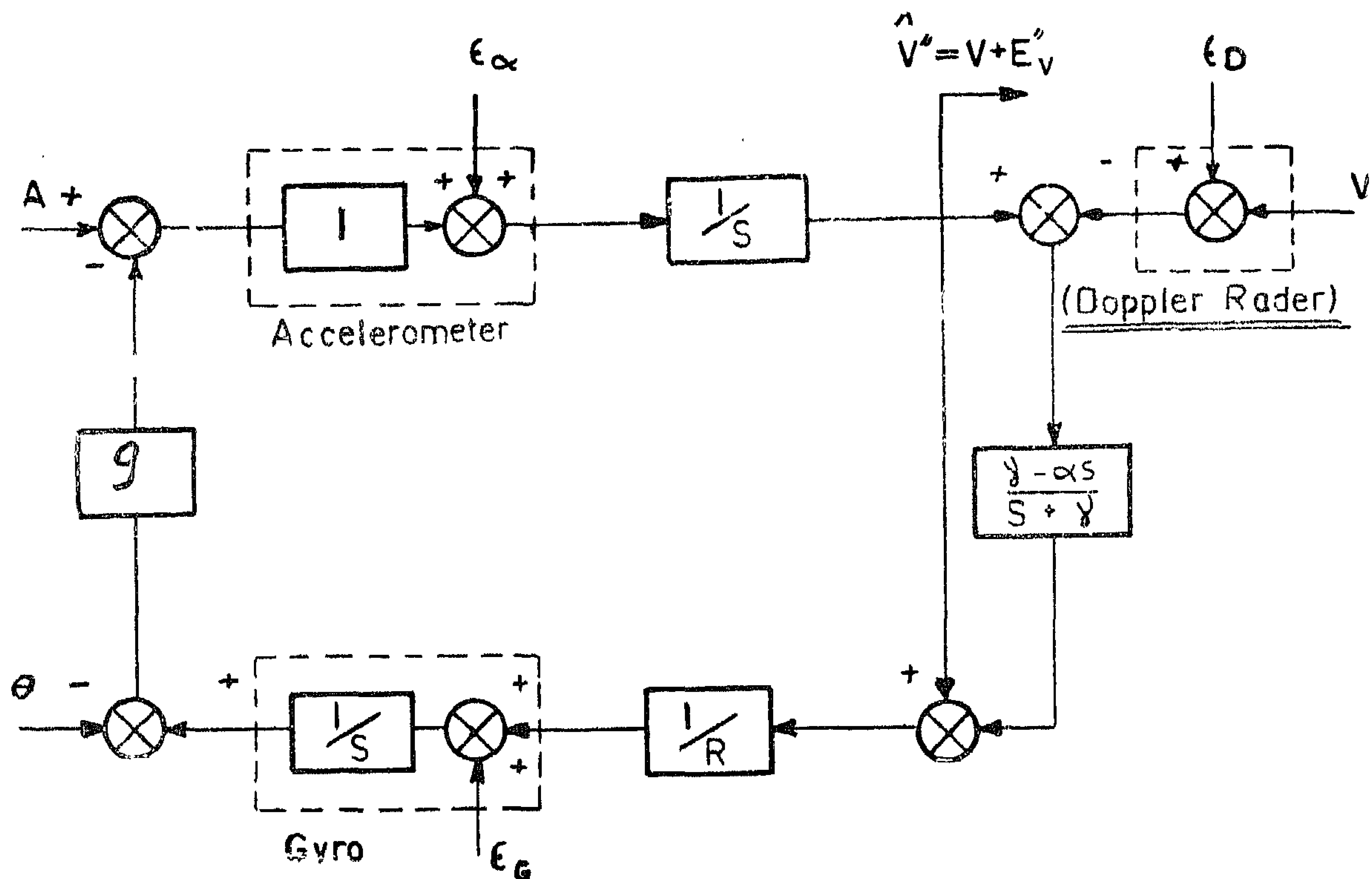


Fig. -10- Second - Order D-I System

Clearly, this is a second-order system, whose sensitivity to high frequency doppler noise is as good as that of the second example, and avoids open loop intogrator operations.

By this time, it is apparent that further examples can be constructed. For example, we can extract information from Fig. 7, 9, 10, directly ahead, of the "Division By R", and this derive additional possibilities of second-order systems. Similar ambiguities can be found in inertial self-damped systems, where the system errors are functions of the particular damping and output positions. In light of these examples, we can conclude that by failing to approach the system from a general view, one may reach false conclusion about systems limitations.

Any of the amplifier gains may be generalized to a transfer function, therefore, it is apparent that the V-I system can be taken a variety of forms without losing its dynamic exactness. Since the characteristics of individual V-I systems may be quite varied, difect comparison between them is somewhat haphazard.

3.4- General memarks :

An unfortunate side effect of the unsystematic description of D-I systems is the number of ambiguities in the current nomenclature of certain systems.

For instance, the use of the terms "Second-Order" and "Third-Order" (to designate the familiar configuration shown in Fig. 7) is inaccurate. This terminology derives from the fact that the characteristc equations of those two specific systems are of order 2 andd 3 respectively. However, we can easily show that there are a number of possible second-order systems, each with distinguishing characteristics.

Let us begin by defining a second-order system as a system whose characteristic equation has the form $S^2 + \gamma S + (I+\alpha)\Omega^2 = O$ For instance, the error equation of Fig. 7 (is given by equ. 3 which describes system performance when, as is common practice) the calculated velocity is taken directly from the output of the integrator. However, let us select our output from another spot in the system. For instance, the output of the accelerometer may be fed to a separate integrator (see Fig. 9), thus yielding a new calculation of velocity. Letus, denote the error in this calculation by $E_{\bar{\theta}}$ (s). It can be shown that this error is given by the expression :

$$E'_V = \frac{-g (g + \gamma/s (\varepsilon_G (S) + \Omega^2 (\alpha - \gamma/s) \varepsilon_D (S) + (S+\gamma) \varepsilon_\alpha (S)}{S^2 + \gamma S + (I + \alpha)\Omega^2} \qquad (10)$$

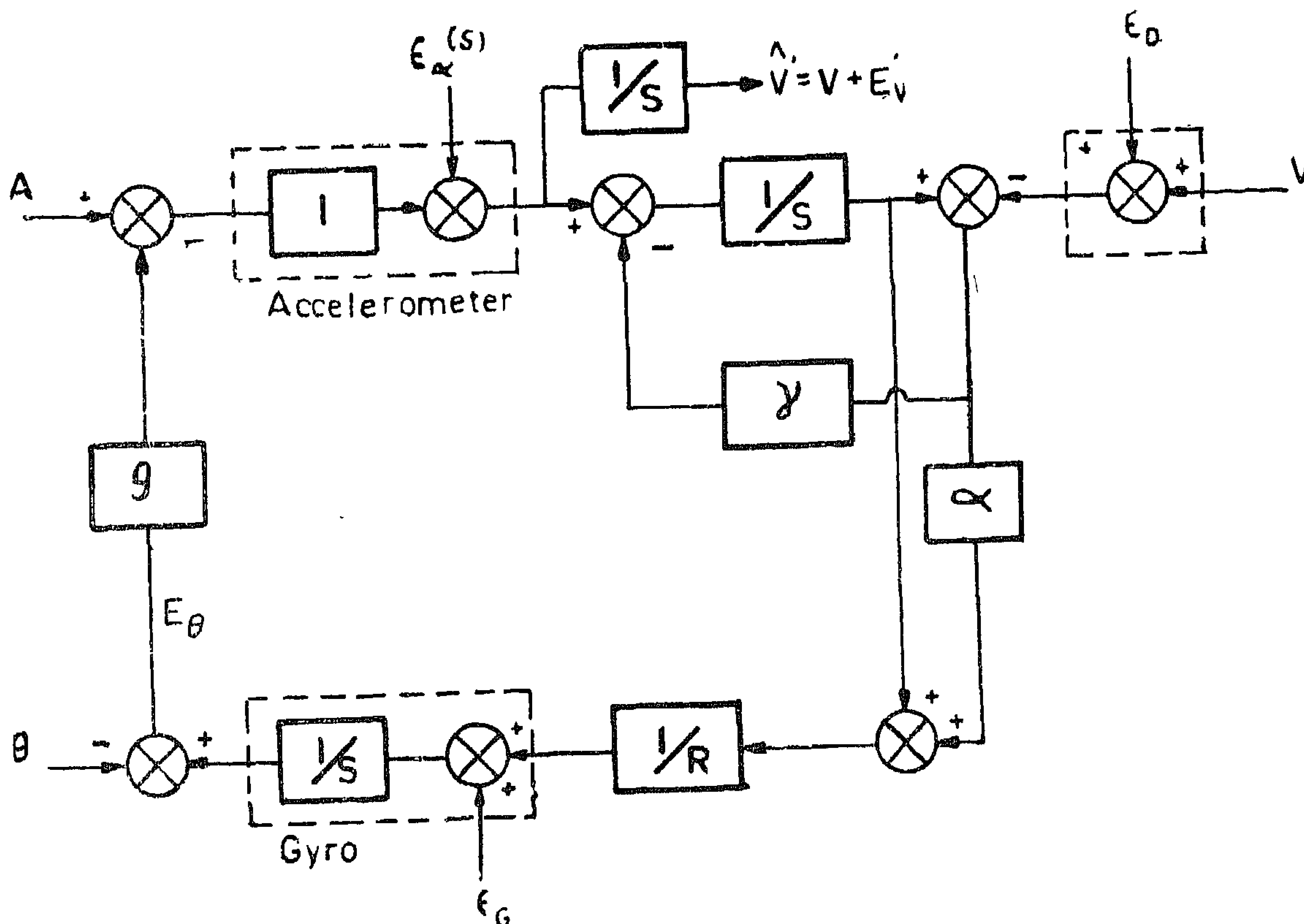


Fig.-9- Second Order D-I System

$$E_\Theta(s) = \frac{S(S+\gamma)\varepsilon_\Theta - (S/V)(\alpha S+\beta-\gamma)\varepsilon_D + 1/R\,[(1+\alpha)S+\beta]\,\varepsilon_\alpha}{S^3+\gamma S^2+(1+\alpha)\Omega^2 S+\beta\,\Omega^2} \quad (6)$$

$$E_V(s) = \frac{g\,S\,\varepsilon_G + (\gamma S^2+\alpha\Omega^2 S+\beta\Omega^2)\,\varepsilon_D(S) + S^2\varepsilon_\alpha(S)}{S^3+\gamma S^3+(1+\alpha)\,\Omega^2 S+\beta\,\Omega^2} \quad (7)$$

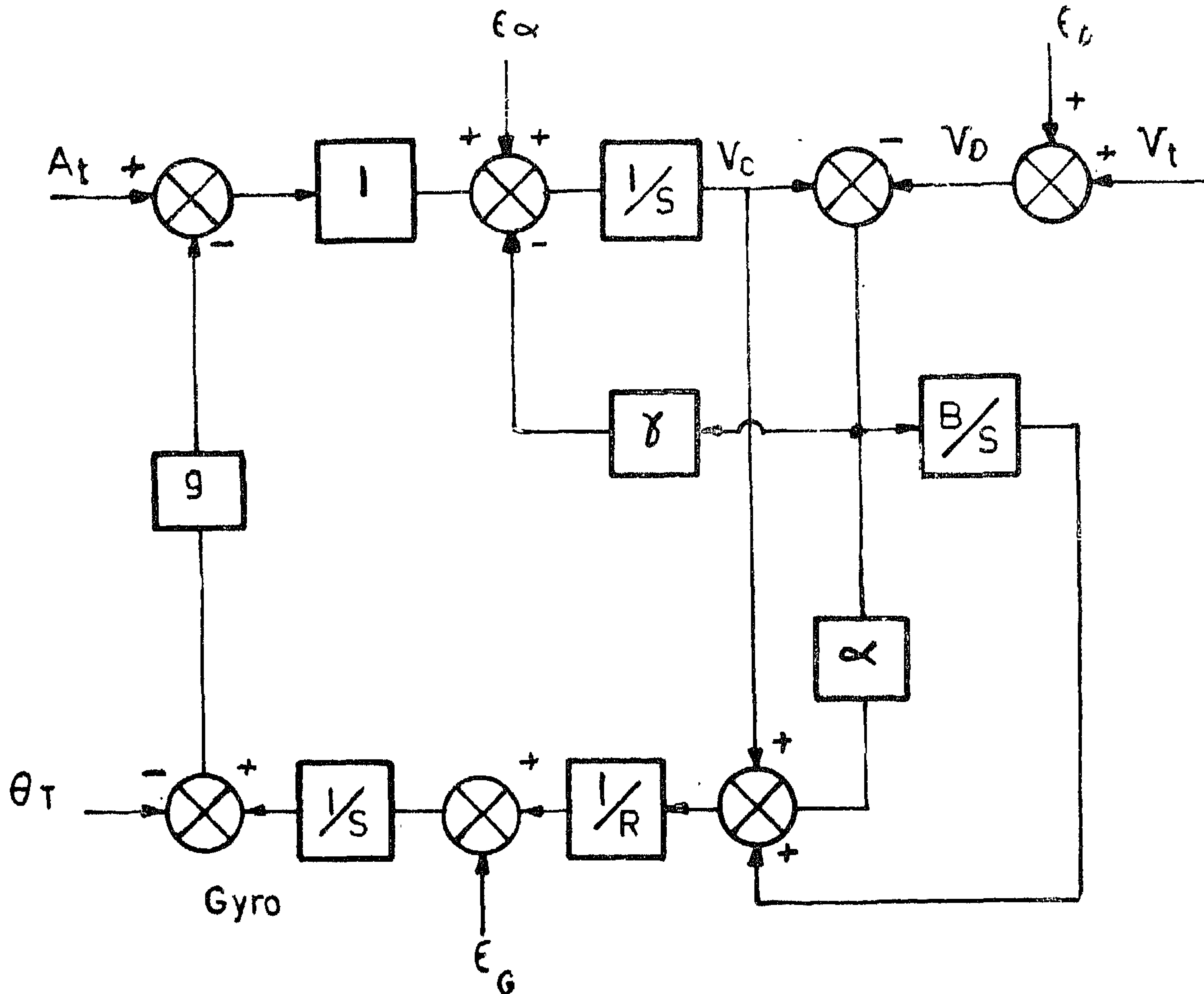


Fig.-8. Third Order V-I System

Fig. 8 **Third-Order V-I system**

Application of the final value theorem under the conditions specified for the second-order system yields the following third-order bias errors :

$$\bar{E}_\Theta = (1/G)\,\bar{\varepsilon}_\alpha \quad (8)$$

$$\bar{E}_V = \bar{\varepsilon}_D \quad (9)$$

By comparing these bias equations with the bias equations 4 and 5, it can be seen that the extra integrator with gain β has acted to eliminate the output bias in calculating both vertical-reference direction and velocity due to gyro-drift bias. This system is usful when the gyro-drift bias is expected to be large. However, the choice between second-erder and third-order systems is usually made by considering in each case the cost of the additional complexity.

vehicle velocity is defined by the function V and the V-I system measurement of V is V_C the calculation errors E_θ and E_V may be defined as $E_\theta = \theta_T - \theta_C$ and $E_V = V_T - V_C$. As can be seen from Fig. 7, the inertially-derived and doppler-derived velocities are compared and the difference is fedback aroud the velocity integrator for damping. After being amplified, this difference signal is also fed to the gyro for torquing. For the second-order system, the equations of system error, readily derivable from Fig. 7 order bias errors :

$$E_\theta(s) = \frac{(S+\delta)\,\varepsilon_G(S) + \frac{(1+\alpha)}{R}\,\varepsilon_\alpha(S) + \frac{(\delta - \alpha S)}{R}\,\varepsilon_D(S)}{S^2 + \gamma S + (+\alpha)\,\pi^2} \qquad (2)$$

$$E_V(S) = \frac{-g\varepsilon_G(S) + S\varepsilon_\alpha(S) + (\gamma S + \alpha\pi^2)\,\varepsilon_D(S)}{S^2 + \delta S + (1+\alpha)\pi^2} \qquad (3)$$

The fact that error equations are independent of V and A allows them to be described as "Dynamic Exact"; By adjustment of α and γ the damping and resonant frequency of this second-order system can be varied.

If the error sources $\varepsilon_G, \varepsilon_a$ and ε_D have nonzero average values, these bias will appear as step function imposed on a zero biased signal. For cases in which the bias as well as the variable portion of the system sed signal. For cases in which the bias as error is important; $\bar{\varepsilon}_D$, the bias value of the ε_D signal, can be found to be $\Gamma(\varepsilon_D) = \frac{\bar{\varepsilon}_0}{S}$

In the steady-stase the average value of the system errors will be determined by the bias of the error sources. This value can be found by applying the Laplace transform final-valuetheorem to equ. 2 and 3; with the bias value step imputs used for ε_G, ε_α and ε_D The resultant bias values of the system erfors are :

$$\bar{E}_V = \frac{-R}{1+\alpha}\,\bar{\varepsilon}_G + \frac{\alpha}{1+\alpha}\,\bar{\varepsilon}_D \qquad (4)$$

$$\bar{E}_\theta = \frac{\delta R}{g(1+\alpha)}\,\bar{\varepsilon}_G - \frac{1}{g}\,\bar{\varepsilon}_\alpha + \frac{\gamma}{g(1+\alpha)}\,\bar{\varepsilon}_D \qquad (5)$$

3.3- The third-order V-I system :

Fig. 8 is a single-channel block diagram of the mixing configuration for a third-order V-I system. The notations used is the same as that for thr secon-order system except that in this case an additional gain, β, is available for adjustments. In other words, the velocity difference signals of the second-order system has been amplified and integrated and then added to the gyro torquing rate. For the mixing configaration the error equations change to the form :

systems to be considered performs other than navigational functions, it is called V-I systems. It is typically composed of a sensor complex which senses vehicle velocity with respect to the earth, an inertial platform with accelerometers and integrators, and a combiner which mixes information from the two sensors systems in a manner that would, ideally take advantage of the desirable feature of each. Here again the assumption is made that the inertial acceleration from the accelerometers has been corrected so that acceleration with respect to the earth is yielded.

The most accurate and widely studied velocity sensor complex at the present time is the multibeam (Janus) doppler radar system. The vehicle velocity is determined by detecting the frequency shift in a beam of microwave energy reflected from the earth's surface. The frequency shift is proportional to the component of the vehicle velocity which lies along the beam directions. By using at least three such noncoplanar beams, enough information can be obtained to determine vehicle velocity with reference to the earth.

The two most widely used V-I systems today are the second and third order doppler-inertial systems, on which considerable analysis has been performed by Strell (see Ref. 1) and others.

In the following paragraph, salient characteristics of the second and third- order systems will be described.

3.2- The second-order V-I systems :

Fig. 7 is a one-channel block diagram of a second order V-1 systems. The gyro, the acceleometer and the doppler error are additive error sources, α and γ are amplifier gains E_V and E_Θ are the system calcutations of vehicle velocity and vertical- reference direction respectively. A_T, Θ_T and V_T represent true acceleration, true vertical-reference direction, and true velocity respectively. Since

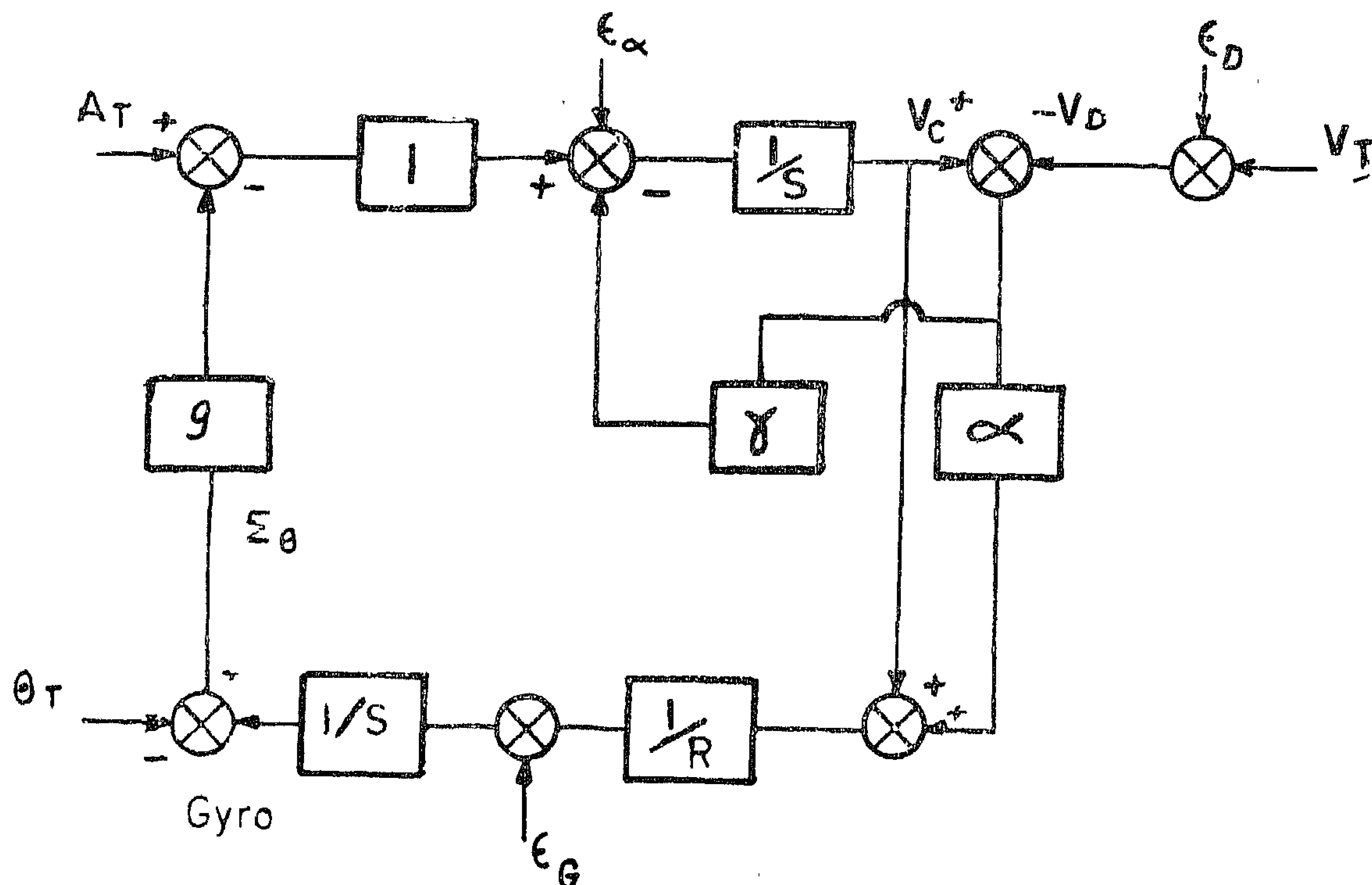


Fig.-7- Second Order V-1 System

shown, the pure inertial system is second-order with zero damping, therefore, errors will cause continuous oscillation about the true vertical reference position.

The period of this oscillation, called the Schuler period, after the first investigator, to consider automatic vertical reference systems is approximately 84.4 minutes. Schuler concluded, that a pendulum of earth radius would maintain vertical direction regardless of the accelerations of its support. A pendulum of this length would have 84.4 minutes period. The pure inertial system can thus be interpreted as an analog of a pendulum with earth radius length.

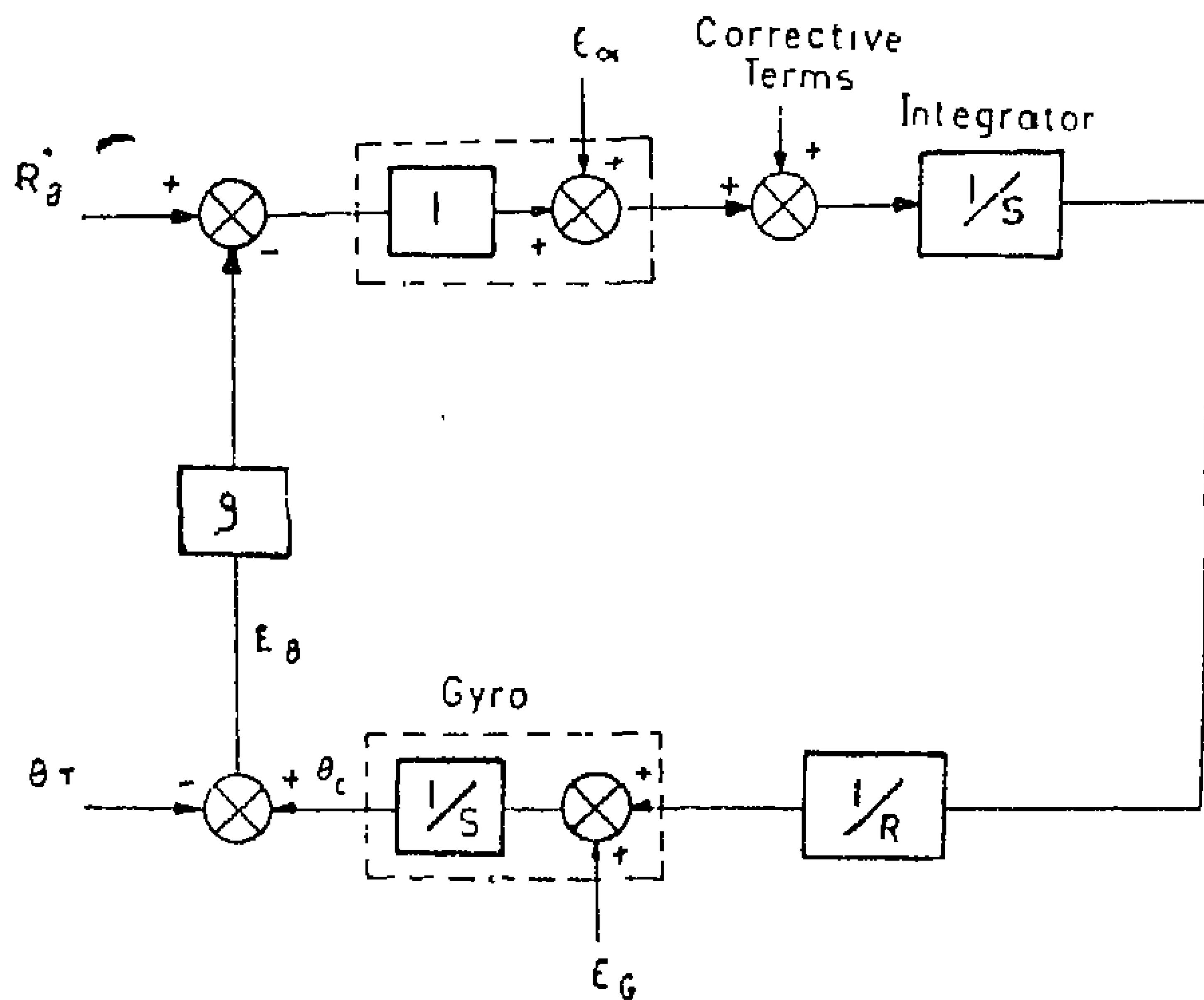


Fig.-6- Local Level System

Fig. 6 represents in block diagram a single horizontal channel of a local-level inertial system. Two error-producing sources, ε_G and ε_α where subscripts $_G$ and $_\alpha$ refer to gyro and accelerometer respectively, have been included.

It should be understood that the present discussion is concerned only with the component of vehicle motion along one axis of the inertial reference, and although the actual system would probably have two channels at right angles which when combined sense vehicle motion over the earth's surface; By utilizing two channels of this instrumertation, it is possible to generate corrective terms for each of ther individually since Corcolis and centripetal accelerations are known functions of latitude, altitude, earth rate and vehicle velocity.

Since E_Θ (the error in verticality) is considered small, the gravitational feedback is represented by gE., as shown in fig 6 by a dotted line. By summing signals, the system error in displacement measurement can be derived directly from the block diagram, and is found to be, in the transform function form :

$$\varepsilon_\Theta (s) = \frac{S\varepsilon_G(s) + (I/R)\,\varepsilon_\alpha(s)}{s^2 + \pi^2} \qquad (1)$$

where R is the average value of earth's radius= 6.36 10^6 meters and $\Omega = (g/R)^{\frac{1}{2}}$ the Schuler frequency = 1.24 10^{-3} rad/sec.

The undamped nature of this equation leads to the conclusion that without a knowledge of initial conditions, moving vehicles in a pure inertial system cannot be leveled from a cold start. Moreover, once errors are introduced they will continue to oscillate, and any error power in ε_α or ε_G at the schuler frequency will cause a continuous build-up of system errors.

In summary, the schuler-tuned pure inertial system may be said to have good high-frequency fesponse in that E_Θ is independent of V (the pure vehicle velocity) but poor low frequency respons in that the error E_Θ drifts with time. Some means of damping would obviously be introduced into these systems which, would certainly change the characteristics.

III- VELOCITY-INERTIAL SYSTEMS

3.1- Introduction :

The inadequacies noted above have promoted a great deal of research on hybrid velocity-inertial systems (V-I) also known as D-I (Doppler-Inertial) and VINS (Velocity-Inertial Navigation Systems). Because the forthcoming analysis holds for all earth velocity sensors and because the general

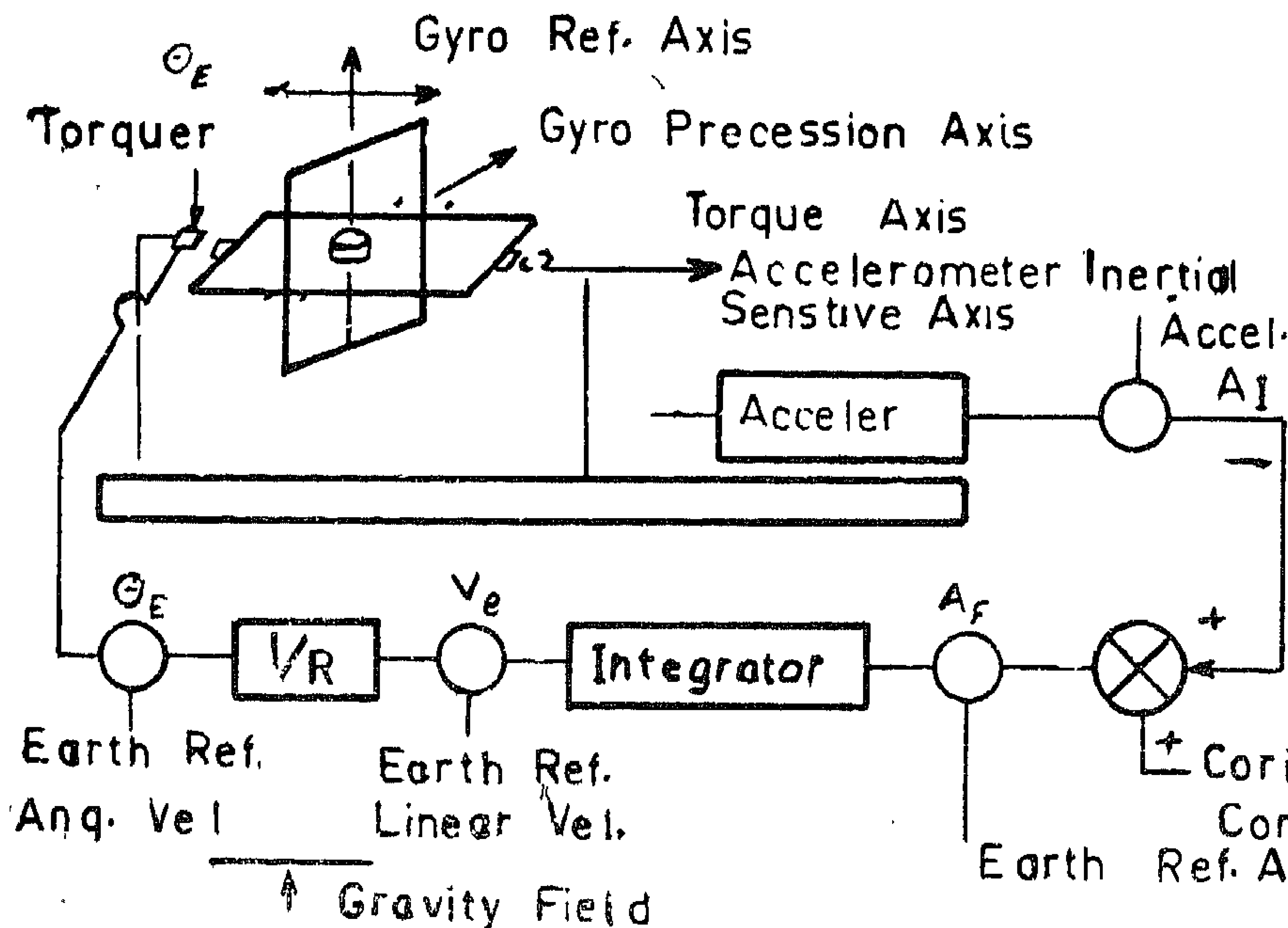


Fig. 4 Mech. And Elect. Hard-Ware Automatic Local-Level System

total angular displacement of the vector would be the time integral of the applied torque. The axis of this displacement, the torque axis, and the gyro momentum axis form a right-hand orthogonal vector set. The precession rate is proportional to the torque and inversly proportional tothe gyro momentum. Knowing these relations, we could scale the torque $\dot{\theta}$ and apply it about the proper axis to cause the desired movement θ of the reference vector.

Fig. 4 shows the mechanical and electrical hardware commonly used to maintain the platform level to the earth. The platform is separated from vehicle rotations by gimbals, while other positioning servos omitted from the Fig. keep the plat-form slaved to the gyro-reference disection.

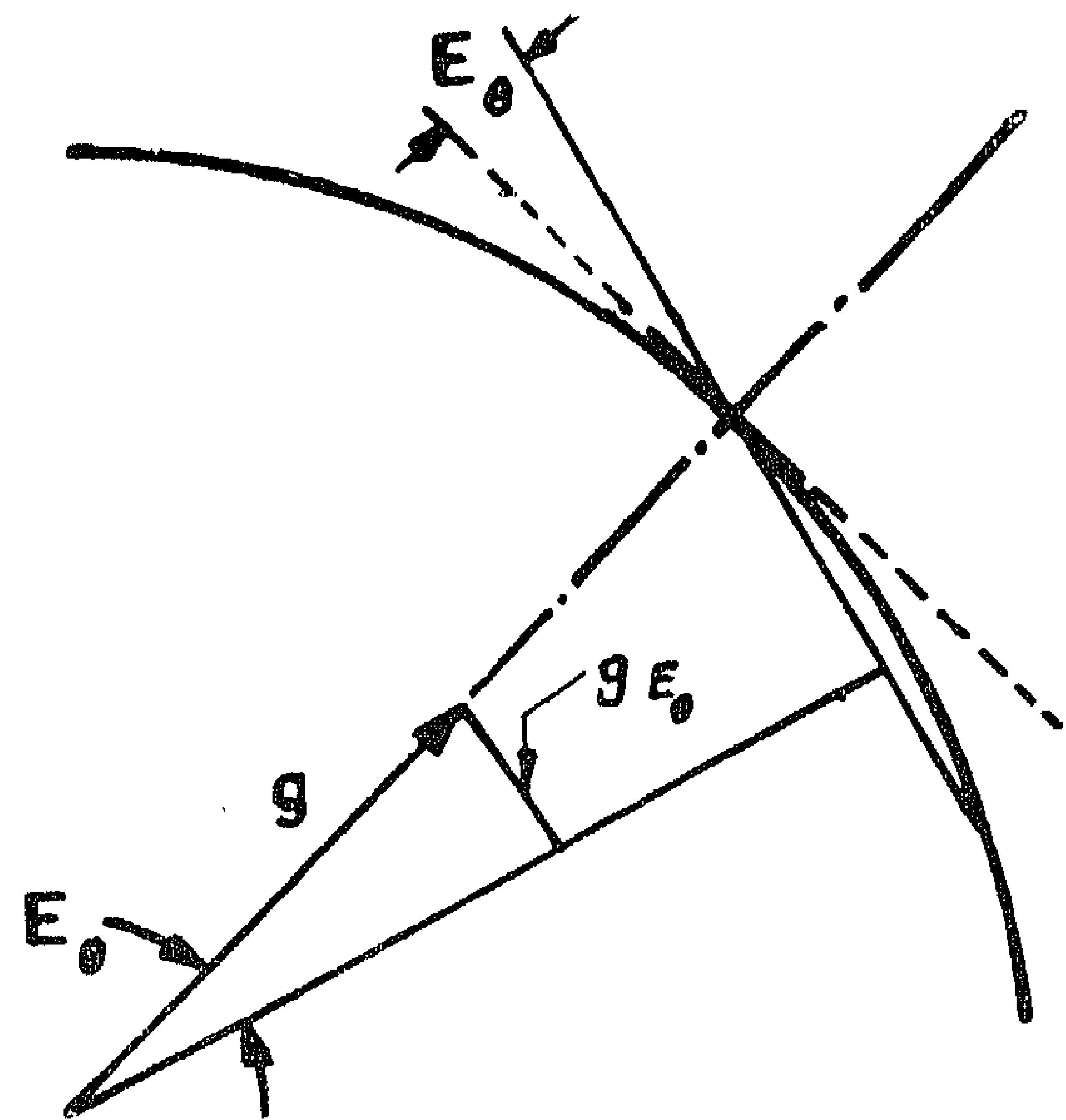


Fig.-5- Gravity Feedback

2.4- **Errors in inertial systems :**

In Fig. 5 it can be seen that when an error occurs in the positioning of the inertial platform, a component of the earth's gravitational acceleration field will be sensed by the accelerometers lying in the plane of the platform. This false acceleration signal results in a return of the platform toward the true position. A feedback loop thus exists which, closed through thegravitational field, is external to the system. Although it cannot be represented by a voltage or current signal, the loop must be taken into account because it plays a very important part in formulating the chracteristics of both pure inertial and velocity inertial systems. Unfortunately, as will be

Fig. 1 shows a one-gimbal or a single-degree-of-freedom gyro. The gimbal is free to move about the indicated supports; and roll motion of the platform does not change the gyro reference. Roll motion is thus evident as an angular displacement between tne platform and the gimbal. The platform would be stabilized in roll if the angle were detected and by means of servos, held as closed as possible to zero. Single-degree-of-freedom gyros with Yaw-sensitive and Pitch-sensitive axis could also be mounted on the platform in such a manner that they actuate servos to keep it stabilized in yaw and pitch axes. Ideally, the platform would thus be stabilized in inertial space.

2.3- Local-level systems :

In practice the inertial platform is usually leveled perpendicular to the earth's gravitational field. Accelerometers are mounted on the platform in a three-dimensional complex, usually with their axes along the gyro momentum directions. The accelerometers measure accelerations along one sensitive axis with respect to inertial space. Since the earth is a spinning body, however, corrections for Coriolis and centripetal accelerations due to the earth's rotation must be made on the accelerometer outputs if accelerations with respect to the earth are to be determined.

If the platform were maintained tangent to the earth's surface, tha accelerometer with its sensitive axis in the plane of the platform would not sense tha acceleration field of the earth's gravitational attraction. Since the gyro references are inertial in nature, however, the platform must be purposely rotated just enough to maintain it's tangential relationship with the earth's surface.

Fig. 2 helps us to understant how this tangency can be maintained.

The accelerometer of Fig. 2 will sense the acceleration $R\ddot{\Theta}$ plus the centripetal and Coriolis accelerations due to the earth's rotation. If these two additional accelerations were assumed to be known, the accelerometer output could be corrected to yield $R\ddot{\Theta}$ By dividing this signal by R and integrating it once $\dot{\Theta}$ could be determined. Fig. 3 reveals that a second integration would yield Θ, which is exactly the angle through which the platform should have been rotated during the period of vehicle motion.

By careful design, the gyro may be made to perform this final integration. As mentioned before, if a torque were applied perpendicular to the gyro-reference vector, the

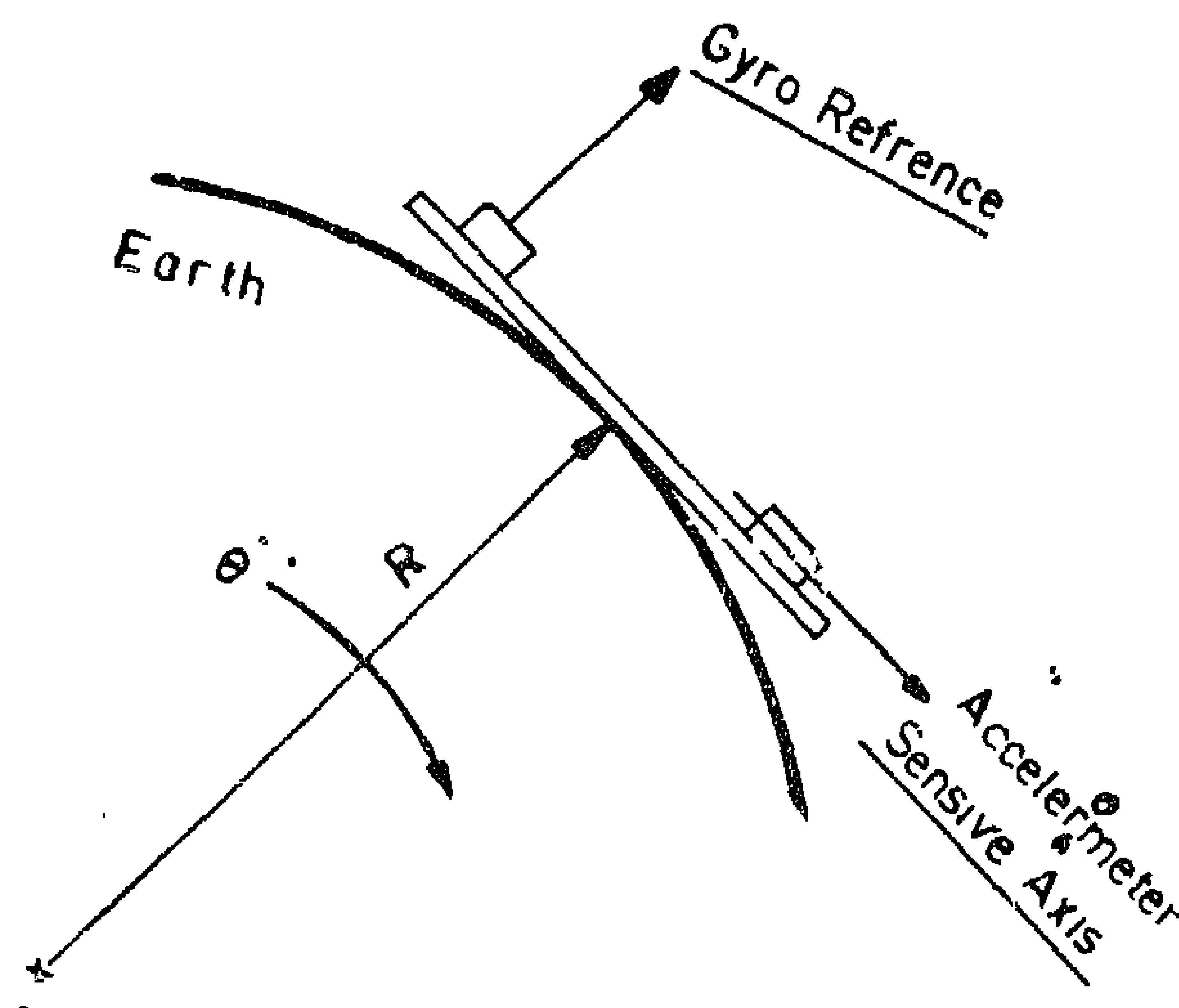


Fig. (2) Local Level Platform

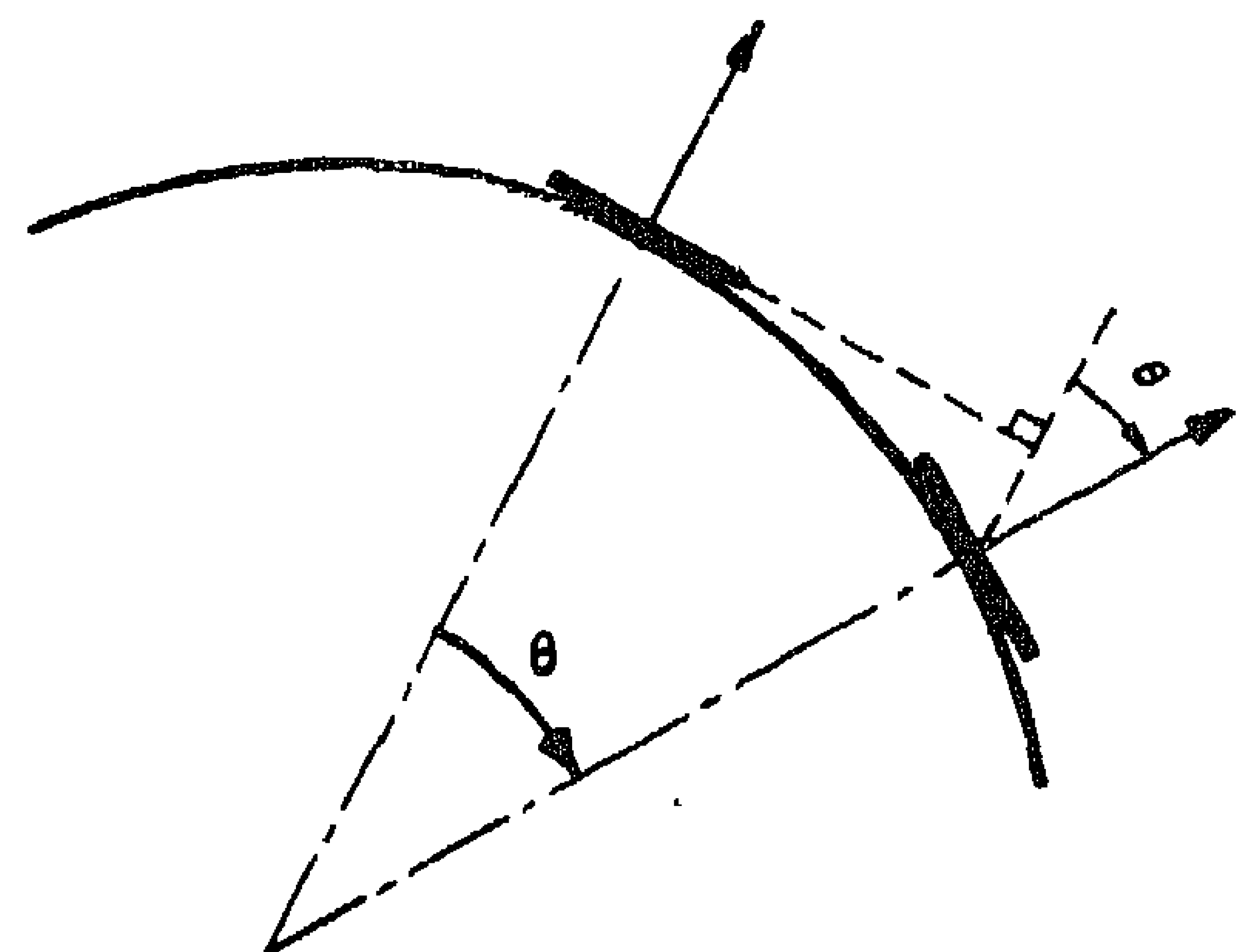


Fig. -3- Local Level Platform Rotation

Extensive investigation and an increased sophistiation of design at first yielded significant improvements in the performance of these self contained systems. Beyond a certain point, however, further improvements became exceedingly expensive. In order to overcome limitations inherent in these basic systems, researchers have investigated ways of combining two of them into a single system, sometimes called hybrid systems, which take advantage of the desirable characteristics and exclude the undesirable characteristics of each.

2.2— **Inertial Guidance Devices :**

The vast majority of inertial devices use geometric references in which Newton's law of motion is valid. This law states that a mass responds to an applied, force by changing its linear momentum vector in such a manner that the vectorial rate of change of the momentum vector, with respect to inertial space, lies along the force vector and the rate of change is proportional to the magnitude of the force vector. Newton's law holds in nonrelativistic space, which is of interest in the main body of this report.

Most geometric references are offered by gyroscopes which contain a spinning rotor. By applying Newton's law to a constant speed spinning rotor we learn that the angutar momentum vector of the rotor precesses towards the axis of an applied torque at a rate proportional to the magmitude of this applied torque, the rate of precession being measured with respect to inertial space. This leads to the important conclusion that a spinning rotor free from torques will maintain a fixed momentum vector with respect to inertial space.

Three such mutually perpendicular gyros may be utilised to form a three dimensional inertial references; the common frame to which the three gyros are attached is called an inertial platform. The spinning rotor is usually suspended by gimbals which diverce the vehicle motion from the gyro reference. At least three gimbals are neceesary to completely diverce a single gyro from vehicle motion. If three gyros are employed, each may be isolated from a different single component of vehicle motion and the total motion reconstructed by sensing the three components.

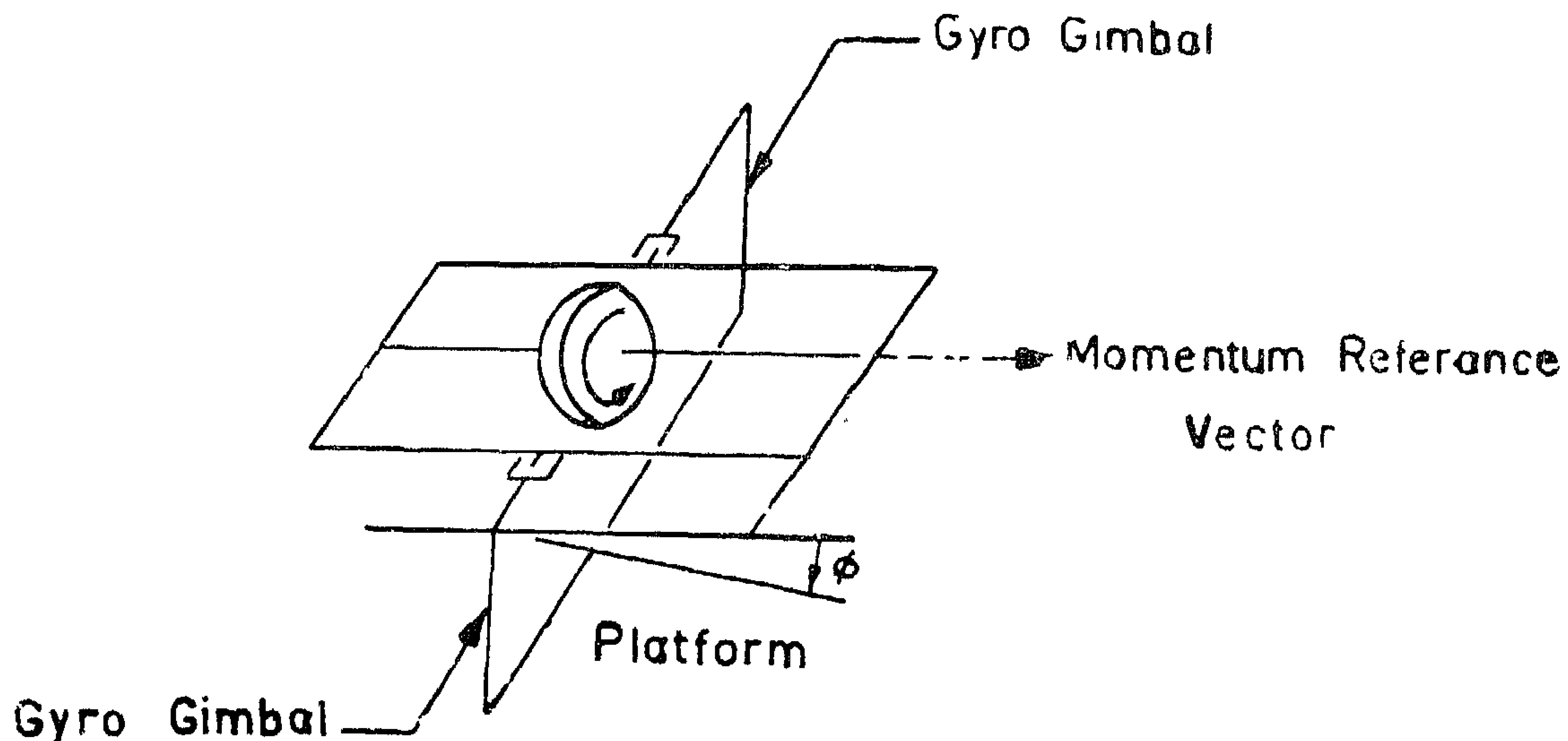


Fig.-1- Single Degree Of Freedom Gyro

SOME ASPECTS OF STATISTICALLY OPTIMUM DOPPLER INERTIAL NAVIGATIONAL SYSTEMS

BY Dr. ENG. ABDEL-MONEM Y. BILAL

I. ABSTRACT

During recent years the complexity of commercial and military air navigation systems has increased in response to the growing needs of commercial jet aircraft and military missions. This expanding navigation system technology places increasing emphasis on sophisticated self contained and external reference systems and their combination in hybrid configurations. The objective of the following discussion is to give an understanding of one, such modern and important class of hybrid configurations namely Doppler-Inertial (D-I) navigation systems.

For the benefit of readers not familiar with inertial and doppler systems, some background informations are given. The seemingly endless variety of block diagrams usable for the description of D-I systems are then discussed in some detail. One specific configuration is chosen and is shown to be general enough to encompass all previously investigated configurations. The variational calculus techniques of Wiener-Kolmogoroff optimum filter theory are then used to develop the statistically optimum form of this general system which may be used for wide range of applications including any linear combination of acceleration, velocity or vertical reference sensing.

II. BACKGROUND

2.1— Introduction :

Navigation and guidance have been essential activities of man since the dawn of history; and although his commands of navigation and guidance techniques improves as time goes on, the problems remain essentially the same. In order to avoid confusion, the difference between the terms "Navigation" and "Guidance" should be defined :

Navigation is the process of determining a vehicle's motion with respect to a reference set of coordinates, while Guidance is the process of comparing this motion with a desired reference position or path and correcting the vehicle motion to bring the venicle closer to the desired position or path.

By terms of these definitions, this report deals exclusively with navigation.

The most recent phase in navigation and guidance techniques began about 1948 when military organizations called for self contained navigation systems of high accuracy. In response to the call, the three systems which were most thoroughly investigated were based on celestical, inertial, and earth-velocity navigations. Unfortunately, the performance of all three is in some way limited, and the needs of the military have not yet been satisfactorily fullfilled.

Technical feasibility of HVDC transmission has been proved in the applications made, but economic feasibility needs to be studied for each project.

HVDC transmission has economic potential in bulk power transmission in four categories :

1.—Overhead remote source-to-load transmission.

2.—Underwater cable transmission.

3.—Underground cable to distribution networks in cities.

4.—Conversion tie between large networks of different frequencies with nonsynchronous features (no stability problems).

But, on the other hand, the high cost of terminal equipment and the involved controls for the multitapped lines will require attention.

With regard to immediate future this expensive terminal equipment limits HVDC transmission to applications where large blocks of power are to be transported on a point-to-point basis over great overhead or cable distances. There probably will be only a limited number of these applications in the next decade or so but each, in itself, could be a massive project



The lower portion of the diagram embracing points 1 through 5 covers system performance and the specifications for the purchase and installation of substation terminal equipment. The upper portion involving points 6 through 13 involves the electrical and mechanical design of the transmission line and towers. Thus, this critical path diagram helps to fix what must be accomplished from the time the decision has been made to go ahead with the project to the fulfillment of the undertaking.

In this respect, the following modern electri- cal tools may be of help :

1.—The analog or digital computer may be used to study load flow and stability problems.

2.—Transient Network Analysers (TNA) may be used to solve system overvoltage magnitudes if from internal origin.

3.—Geometric scale models may be used to predict the effect of lightning and its performance.

4.—Impulse generators may be used to test the insulators of towers.

5.—Corona and radio noise influence voltage RIV may be well understood by an EHV model project.

6.—The life time performance of the line depends partially on the weather conditions. Therefore, hourly records for periods up to 15 to 29 years should be available along the line route. Statistical models constructed from these data integrated into a computer programme can be used to assess the life time performance of the line.

HVDC POWER TRANSMISSION.

HVDC transmission is a scheme by which power can be rectified from the normal 50 s /c current to direct current and transmitted to the load centre where it is inverted from direct current to the 50 c/s current for distribution and utilisation. It is arelatively new tool in power transmission.

The following table gives a summary of the HVDC. transmission systems.

Table 2 HVDC transmission system

Location	Date	Rating KV	Rating MW	Type of transmission
Island of Gotland	1954	100	20	60—mile cable
English Channel	1961	±100	160	40—mile cable
U.S.S.R.	1964	±400	750	300—mile overhead
New Zealand	1965	±250	600	25—mile cable and 360—mile overhead
Denmark-Sweden	1965	250	250	53—mile cable and 59—mile overhead

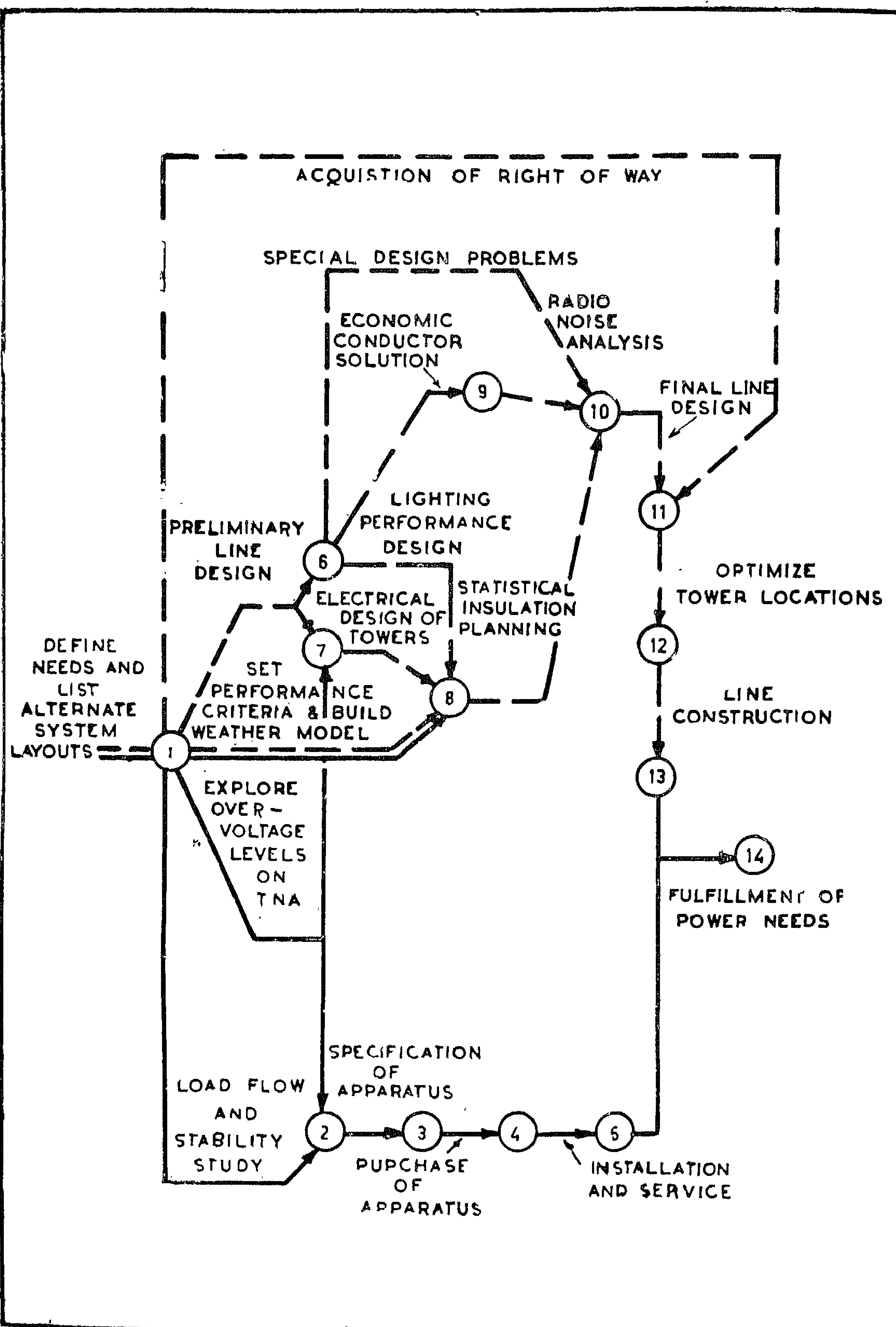


Fig. 2. *A critical path diagram for EHV transmission Design.*

The economic loading is often expressed in multiples of surge impedance loading and may vary from 1.0 SIL to 3 SIL depending on the transmission distance, series compensation used, no of circuits with intermediate switching stations and stability of the system.

The SIL of 230-KV line is equal to

$$2.5 \times 230^2 = 133 \text{ MWs}$$

and of a 500-KV line is between

$$3 \times 500^2 = 750 \text{ MWs}$$

and $$3.5 \times 500^2 = 876 \text{ MWs}$$

Thus 750/133 = 6.2 and 876/133 = 6.57.

Six times is therefore a good approximation of the loading capability ratio of the 500 KV line to that of the 230-KV line.

The U.A.R., 500-KV high dam line may combine the above mentioned five incentives for the EHV transmission.

EHV TRANSMISSION TECHNIQUES

Certain techniques have been developed to reduce to acceptable standards some of the problems encountered to make the system serviceable and economical. Some of these techniques are :

(1) EHV may be subjected to dynamic overvoltages owing to the large charging KVA requirements. It is well known that the flow of capacitive charging current through a reactance, such as that of a power transformer, produces a rise in voltage. If, however, the line charging current is compensated by shunt inductive currents, the dynamic overvoltages can be controlled. The application technology must be able to resolve whether the shunt reactors should be located on the high — or low — voltage systems, and when they should be switched in and out of the system.

(2) Transient overvoltages from internal origin can increase system insulation requirements ; hence there is considerable economic incentive to keep them to minimum levels. Most of these overvoltages result from switching operations. EHV circuit breakers have series resistors that can be preinserted on closing operations, and are designed to prevent restriking on opening operations. With these measures, the switching overvoltage of 3.0 times normal or higher formerly encountered may now be limited to the order of 2.5 times normal.

(3) EHV transmission circuits may also require series compensation for the lines inductive reactances to improve either stability or load flow. The series capacitor with its protective gap may be used.

(4) To improve stability for remote generating plants, dynamic breaking resistors need to be considered. The resistors (electric brakes) are switched on to the system as overspeeding occurs to act as the load absorbing the input to the prime movers until adjustments can be made.

The basic principles of application of series compensation and dymnaic braking to achieve system stability have been thoroughly studied by system planners for at least 30 years, but only with EHV transmission have received new impetus.

EHV DESIGNS BY THE CRITICAL PATH METHOD

Many technical decisions have to be made during the design stages of an EHV project. They must come at the proper time and in orderly requence because decisions in one area often hinge on conclusions in several others.

As an aid, a critical path diagram (Fig. 2) of the EHV project can be prepared. Each numbered circle represents a decision point which may be either provisional, intermediate or final. Each arrow connecting the circled decision points represents an activity.

Table 1. Growth of E.H.V.

Country	EHV in KVs	Year used
U.S.A.	230	1923
U.S.A.	287	1936
U.S.A.	345	1953
Sweden	400	1952
U.S.S.R.	400	1954
U.S.S.R.	500	1961
U.S.A.	500	1965
U.A.R.	500	1967
Canada	700	1965
U.S.R.	700	1969

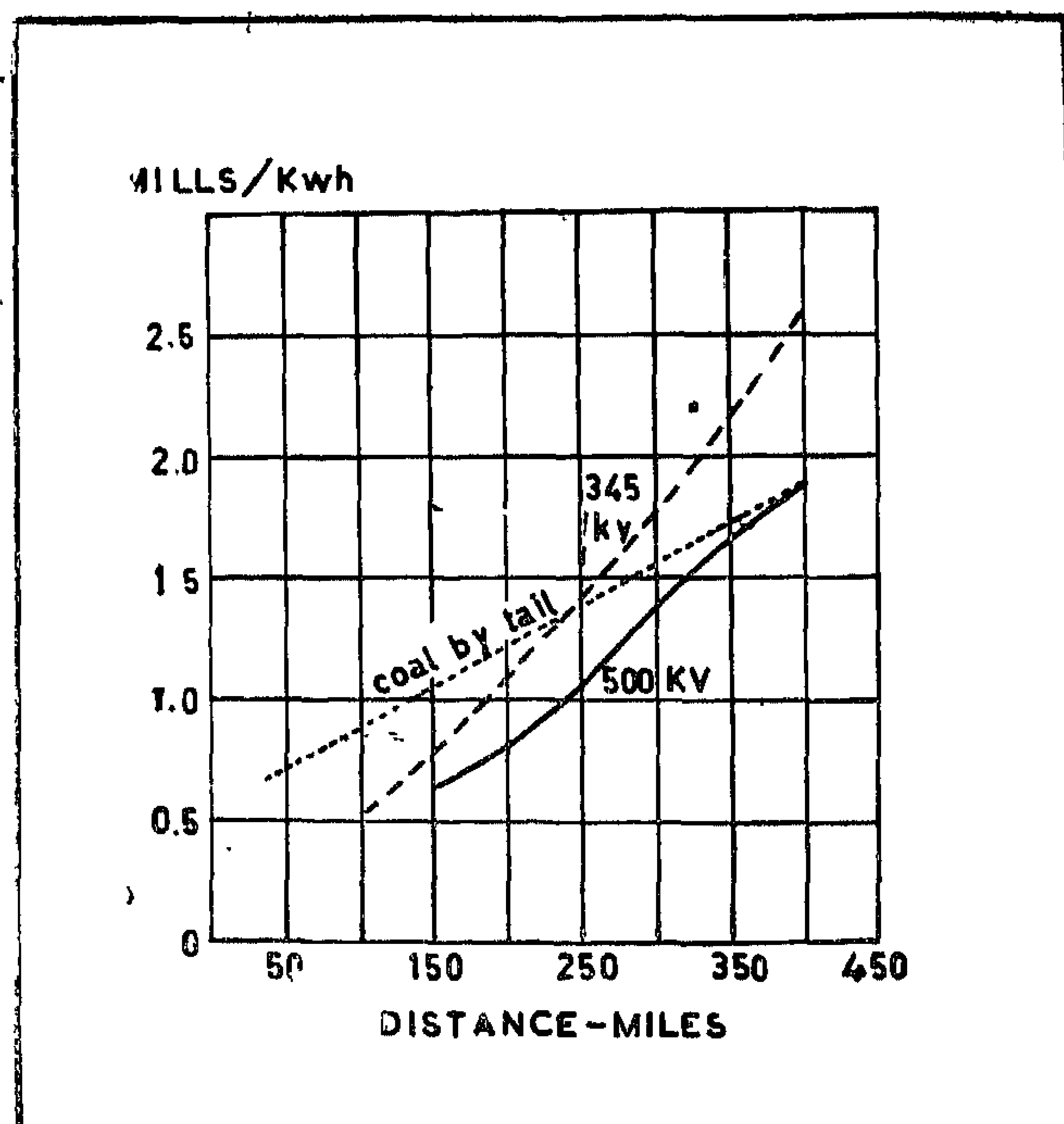


Fig. 1. *Transmission costs based on optimum loading two-circuit transmission line from base loaded station.*

Anyone of the following factors may be the deciding incentive for installing a new EHV line :

1.—The new line may be used for an overlay of existing transmission facilities to provide the, backbone of the system of the future.

2.—The EHV transmission may be used to provide the grid to interconnect neighbouring utilities whereby the local authorities can share economically the installation of relatively large generating plants and give and receive mutual support in emergencies.

3.—EHV transmission may be the prime factor in allowing a wider choice of sites for new generation and consumption facilities.

4.—Fig. 1 shows the present-day energy transportation costs (in the U.S.A.) as a function of distance and compares EHV transmission costs with the cost of moving coal by rail. Only as a comparative chart, the 500-KV transmission appears to be most economical at big distances.

5.—A 500-KV line could replace six 230-KV lines as far as loading capability is concerened. This may be proved as follows:

The surge impedance for a line is known to be expressed approximately in the form :
Surge impedance = K $(KV)^2$

where K = 2.5 for single conductors

= 3.0 to 3.5 or greater for bundled conductors depending on whether two or more conductors are in the bundle.

Also, the surge impedance loading (SIL)

of 345 KV is of the order of 300 MW

of 500 KV is of the order of 800 MW

of 700 KV is of the order of 1800 MW

ONE 500-KV LINE IS EQUIVALENT IN THE LINES LOAD CAPABILITY TO THAT OF SIX 23-KV LINES

(EHV ac and dc power transmission with reference to the High Dam line)

By

M.S.M. ABOU-HUSSEIN

B.SC., PH.D., D.I.C., F.IEE, S.M.IEEE

Prof., Faculty of Engineering, Giza

SUMMARY

This paper gives a review of the growth of EHV power transmission in the world.

Incentives and technique of EHV transmission are explained.

The EHV designs by the critical path method are given.

HVDC systems in the world are also given. Technical and economical feasibility are outlined.

It is proved that with EHV a.c. transmission, one 500 KV line could replace six 230-KV line as far as loading capability is concerned.

INCENTIVES OF EHV.

EHV transmission is defined to be at voltage levels above 230 KV. To put this expansion of system voltages in its proper perspective, we may trace its growth round the world. This is given in Table 1.

Power losses in a transmission line are a function of the resistance and square of the current ; thus raising the voltage lowers the current which helps compensate for the increase in resistance (and impedance) with distance. EHVs, therefore, are economically applied when the distances are great between the power sources and load centres.

In the U.A.R., a 500-KV line connects the hydro station at Aswan to the load centre at Cairo some 500 miles north. In Sweden, a 400-KV line runs about 600 miles to connect the hydro station in the north to the load centre (Stockholm) in the south. Similar load-generation distance situations exist in the U.S.S.R.

In the U.S.A., transmission lines longer than 200 miles are rare because of the relative proximity of fuel to load centre.

The rate of growth of electric utilities is that they must plan to construct a facility equal in size to the one in place on the average of every ten years (except for growing countries where the doubling period may be less than ten years).

CONCLUSION

The modern control theory also gives an insight into many matters other than optimal control, for example design, management, and economy are little more than searches for optimal solutions.

To cope with these modern trends in automatic control a new class of engineers, control engineers, specialized in this field are required for design snd supervision, whereas for maintenance of modern control equipment, first class instrument technicians are also required.

REFERENCES

1. Automation in the Process Industries, by J.S. Anderson ; Instrument Practice, Vol. 21 No. 8, August 1967.
2. Computer Control Applications in Industry, by John L. Russell ; Instrument Practice, Vol. 21, No. 7, July 1967.
3. The Plain Man's Guide to Control, by P.K. M'Pherson ; Electronics and Power, the journal of the I.E.E., Vol. 13, August 1967.
4. Engineering Manual of Automatic Control for Commercial Air-Conditioning, issued by Honeywell Inc.
5. Proportional Electric-Heat Power Controller, Engineering Data Form No. 77-7340 Commercial Division, Honoywell Inc., 3-67 D.F.
6. Automatic Voltage Regulators of Turbo-Generators, AEI Turbine-Generator Division Publication 1205-71 Edition A 6106:5000.
7. The Dynamics of Automatic Control Systems, By E.P. Popov, translated from the Russian by Pergamon Press 1962.
8. Control System Analysis and Synthesis. by John J. D'Azzo and Constantine H. Houpis; McGraw-Hill Book Company, Inc., 1960.
9. Analytical Design of Linear Feedback Controls by George C. Newton, Leonard A. Gould, and James F. Kaiser; John Wiley and Sons, Inc., 1957.
10. Modern Control Theory, by Julius T. Tou; McGraw-Hill Book Company, Inc., 1964.



The optimising systems may be divided into two types- adaptive and optimal. The adaptive system is provided with the means for continually monitoring its own performance and adjusting a variable control structure in closed loop fashion, as in the example of fig. (18), so that the criterion is kept near the optimum. On the other hand, the true optimal system has a fixed control structure, which is predetermined to insure optimality with respect to given inputs and disturbances. Adaptive control is an experimental approach to optimising often requiring system complexity and online computers ; while optimal control is a deterministic approach requireing much offline computation during design.

7. MODERN THEORY

The advent of high speed digital computers revolutionized the philosophy of design and analysis of control systems. The classical theory is limited in its ability to solve problems of complex systems subject to large numbers of inputs and constraints. Optimum design of modern complex systems demands a computer program or an algorithm which could be processed on a digital computer.

To fill this requirement the modern control theory was formulated post 1960, which differs from the classical theory in that the trial-and-error design methods using rough and ready criteria are replaced by rigorous analytical methods for synthetising systems that satisfy stringent optimal performance criteria.

Essentially its basic idea is that a functional on the plant variables and control variables is selected or prespecified, physical constraints are imposed on these variables, and a control law or control sequence is determined to minimize or maximize the functional by some variational method.

A complicated system is described by an array of differential equations. Rewriting these equations in the form of a group of first order differential equations whose number equals the number of variables, called the state variables of the system, other than the inputs, then those first order equations are all represented by one vector-matrix equation.

For example, referring to fig. (15), let $G_1 = K_1$, $G_2 = K_2/(T_2s + 1)$, $G_3 = K_3/(T_3s + 1)$ and $H = K_h$ Then the system differential equations would be :

$$dm/dt = -\frac{1}{T_2}m - \frac{K_1K_2K_h}{T_2}c + \frac{K_1K_2}{T_2}r$$

$$\text{and } dc/dt = \frac{K_3}{T_3}m - \frac{1}{T_3}c + \frac{K_3}{T_3}d$$

$$\text{and in matrix form} \begin{bmatrix}\dot{m}\\ \dot{c}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}-1/T_2 & -K_1K_2K_h/T_2\\ K_3/T_3 & -1/T_3\end{bmatrix}\begin{bmatrix}m\\ c\end{bmatrix} + \begin{bmatrix}K_1K_2/T_2 & 0\\ 0 & K_3/T_3\end{bmatrix}\begin{bmatrix}r\\ d\end{bmatrix}$$

and in vector-matric form

$$\dot{\vec{x}} = \vec{A}\,\vec{x} + \vec{B}\,\vec{u} \text{ where } \vec{x} = \begin{bmatrix}m\\ c\end{bmatrix} \text{ and } \vec{u} = \begin{bmatrix}r\\ d\end{bmatrix}$$

and A and B are coefficient matrices., $\vec{x}$ is called the state vector of the system and $\vec{u}$ is called the input vector.

The state vector is the basis of system representation in modern theory. It is composed of as many coordinates .(i.e. state variables) as the order of the system. This method enabled the use of mathematical models to replace the laboratory models or pilot plants where small scale tests would be too expensive or dangerous such as satellites or nuclear reactors.

The essence of modern control theory is its rigorous approach to the synthesis of optimal systems. Instead of using simple error indeces, such as the integral of the error squared, as used in the analytical method of the classical theory, more rigorous performance criteria are used for optimal-control studies in the modern theory, for example the integral of a quadratic error function is used. This quadratic function does not only take into consideration the value of error, but also the cost of error and also the cost of the control effort needed to reduce that error.

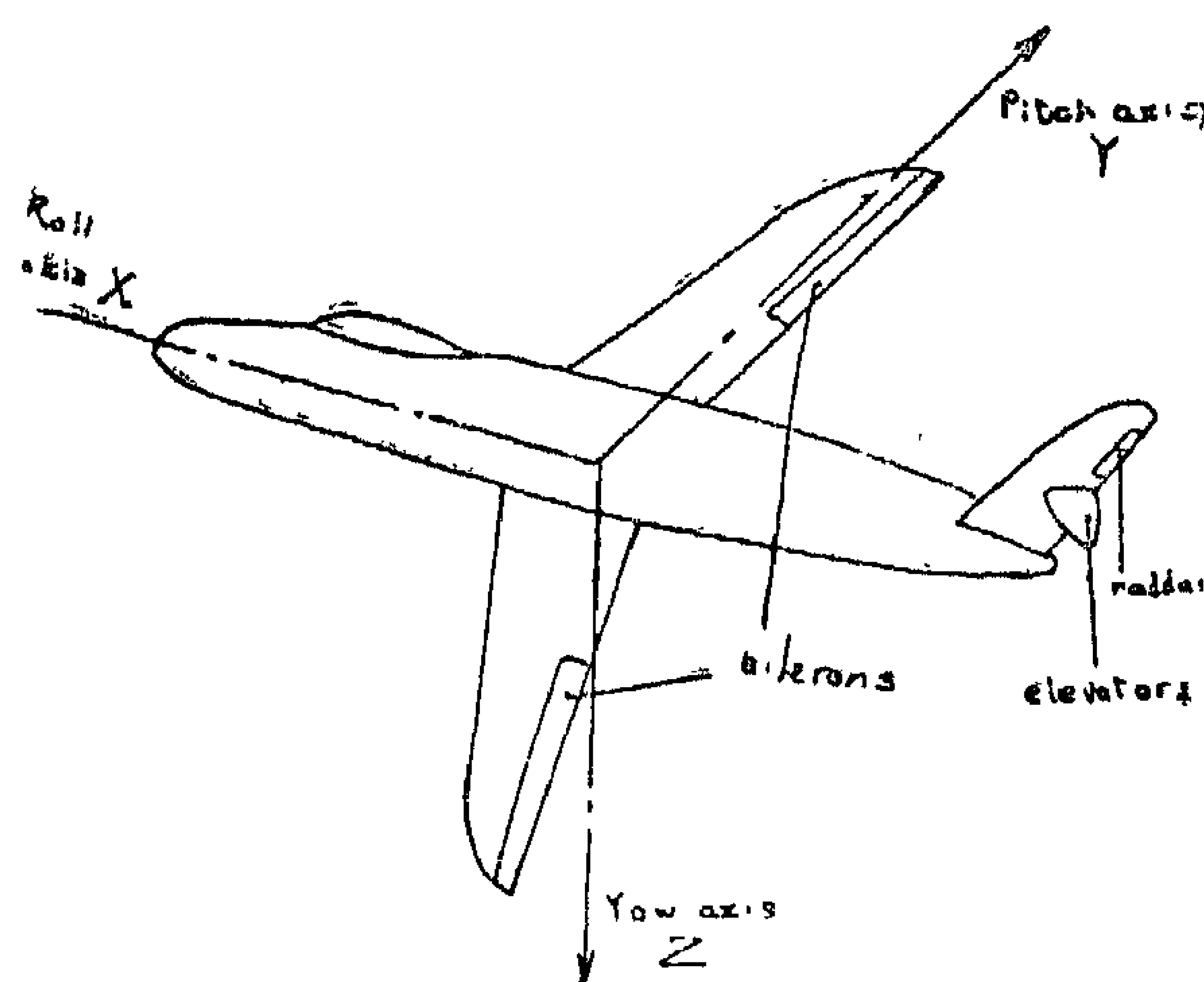


Fig. (17) *The Axes of Motion of an Aircraft*

In case of guided missiles the problem includes both radar tracking and the control of motion in space.

In large industrial processes in oil and chemical industries, the individual control of multivariables such as temperature, pressure, flow ... etc., aims at an overall control, to maximize throughput, minimize waste, improve product quality,... etc. Fig. (18) show how such processes are computer controlled to achieve optimal control. The actual values of the controlled variables are measured and fed to the computer through analogue to digital converters. Also fed to the computer is information about the raw materials and the load disturbances. The computer according to the input program changes the controllers settings, through the digital to analogue converters.

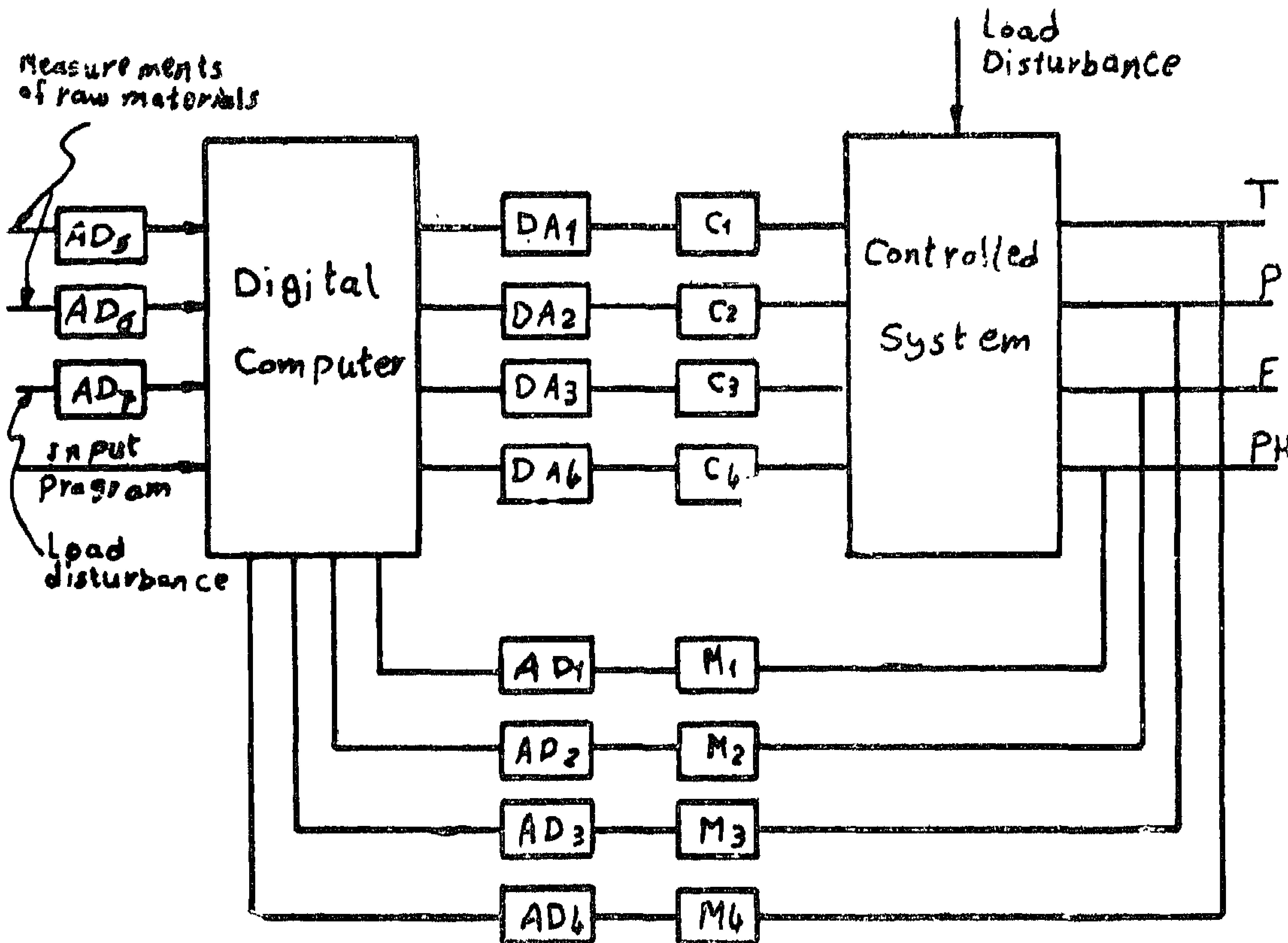


Fig. (18). *Computer Control of Large Industrial Process.*

usually obtained graphically from the polar or logarithmic plots of G(jw) and H(jw). Using one or more of the frequency response relative stability criteria, and by a trial-and-error procedure on these plots, compensating elements required for the system to have a specified accuracy and degree of stability can be synthetised.

There is also an analytical design method which proceeds directly, without recourse to trial-and-error, from the problem specifications to the compensation that minimises or maximizes the specified performance index, for example to minimize the integral of the error squared. In case of high order systems the work involved in this analytical design becomes excessive.

6. COMPLEX SYSTEMS

The classical theory is quite sufficient for many applications where single loop systems are adequate. But in multi-variable multi-input systems, the separate control of each variable is only a means to achieve an overall control.

For example in the anti-aircraft radar tracking control system shown in fig. (16), the radar antenna, moved by a servomechanism, detects the position and velocity of target airplane: The computer then determines the correct firing angle for the gun, hence feeds the required actuating signals to the two servomechanisms used to position the gun. Signals from these two servos are fed back to the computer to insure correct alignment. The 3 servos are only minor loops in the major one comprising the target, the radar, the computer, and the gun.

Another example is the auto-pilot used to control the motion of an aircraft in the space around 3 axes, the roll, pitch, and yaw axes fig. (17). 3 servos are used to move the ailerons, the elevators, and the rudder. Because of the inherent interrelationship of the rolling and yawing motions, the control of these two motions cannot be considered separately. Achieving stability and suitable performance of the airplane must be based on considering the airplane as a whole.

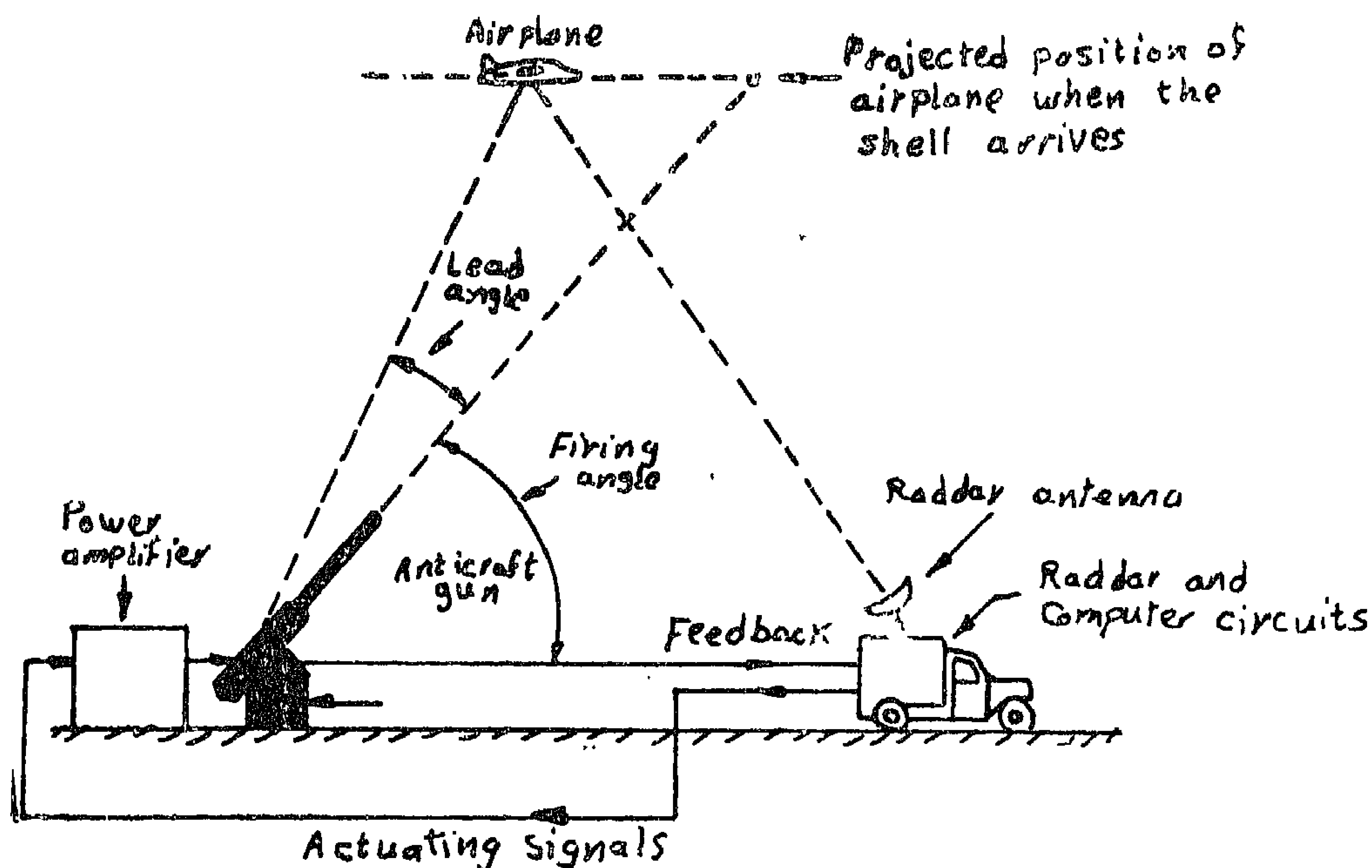


Fig (16) Antiaircraft Radar Tracking Control System

output and input of the element, thus obtaining the mathematical block diagram shown in fig. (15), from which the relation between the L.T. of the controlled variable C and the L.T. of the reference input R is $C=GR/(1+GH)$ where $G=G_1G_2G_3$ is the forward loop transfer function of the system, and H is the feedback loop transfer function. Also the relation between C and D being the L.T. of the disturbance is $C=G_3\,D/(1+GH)$.

The roots of the equation $1 + GH = O$ called the characteristic equation determine the dynamic behavior of the system, without the need for obtaining the inverse L.T. The absolute stability of the system is also determined from the coefficients of this characteristic equation.

The roots of high order characteristic equations are not easily obtained, and a graphical method called the root-locus method is used to show how the roots vary with variation in parameters, such as the gain of the system, in a trial to arrive at a suitable performance for the system.

The requirements of accuracy and stability in automatic control are incompatible because improving the accuracy involves the use of a high gain which may give rise to unstable operation. Thus in designing a system to have a specified accuracy and degree of stability, 2 or 3 term controllers (proportional + integral and proportional + integral + derivative) are used in process control, and elements introduced in series or in subsidiary feedback loops are used in other systems, such as tachometric feedback in servomechanisms or damping transformers in voltage regulators.

In these design procedures the frequency response analysis is preferred defined as the steady state response of the system (controlled variable) to a sinusoidal input over a range of frequencies from $O - \infty$. This is obtained by replacing s by jw in the equation relating C and R giving what is known as the control ratio = $= C/R(jw) = G(jw)/(1 + G(jw)H(jw) = M\epsilon^{ja}$.

The control ratio has a magnitude M and a phase a both function of frequency. It is

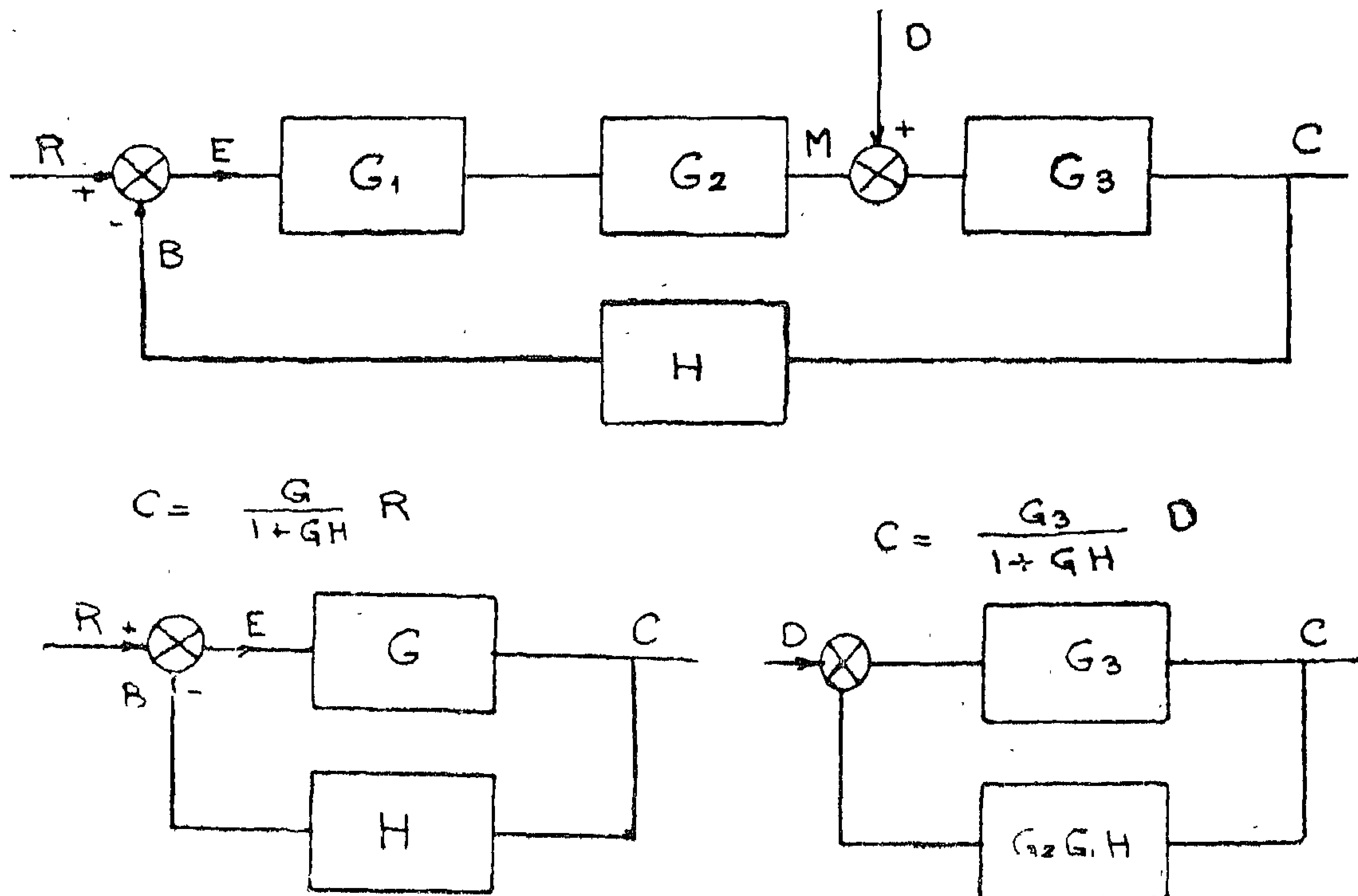


Fig. (15) *Mathematical Block Diagrams*

power drives for moving heavy loads, gun directors etc.

In the system of fig. (13) the rate of flow of a liquid is remotely metered and controlled. The metering consists of 2 differential transformers and a self-balancing system with a variable area flow meter as detector. Control action is generated pneumatically then applied to the pneumatic control valve regulating the flow. The self-balancing system is actually a servomechanism which positions the differential transformer core in the controller in accordance with the core of the other transformer connected to the detector.

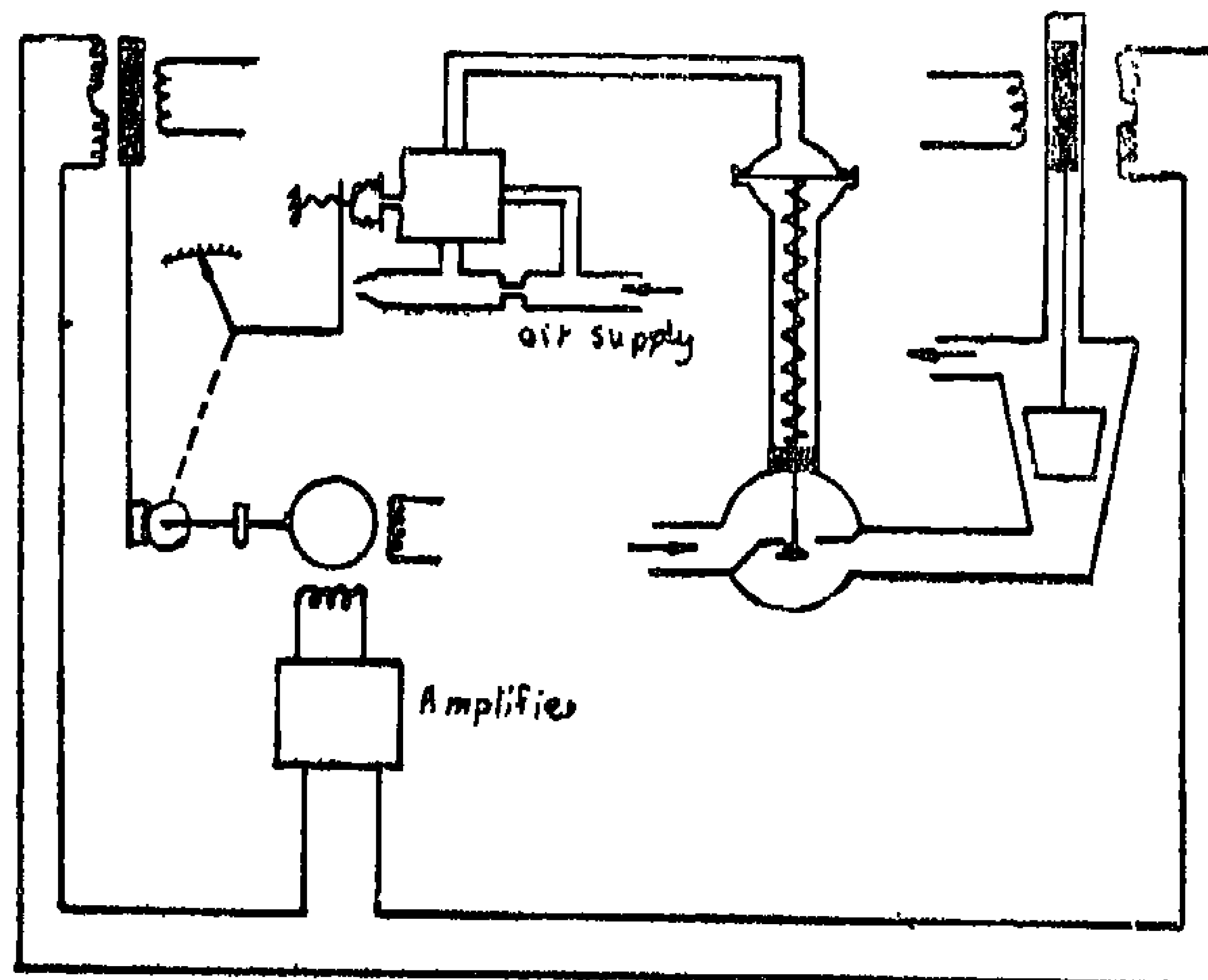


Fig (13) Remote Metering and Control of Flow in a Process Control Syetem

Self-balancing potentiometers used in remote metering and control of temperature with a thermocouple as detector is another example.

One type of a servomechanism used in positioning of heavy loads: gun directors, ship steering, autopilots in aircraft, guided missiles, and space vehicles, is shown in fig. (14), in which electric drive is used, and position error is detected using a combination of a synchro generator and control transformer. Other types of such servomechanisms use hydraulic drives instead of electric, also a potentiometer bridge for position error detection is used.

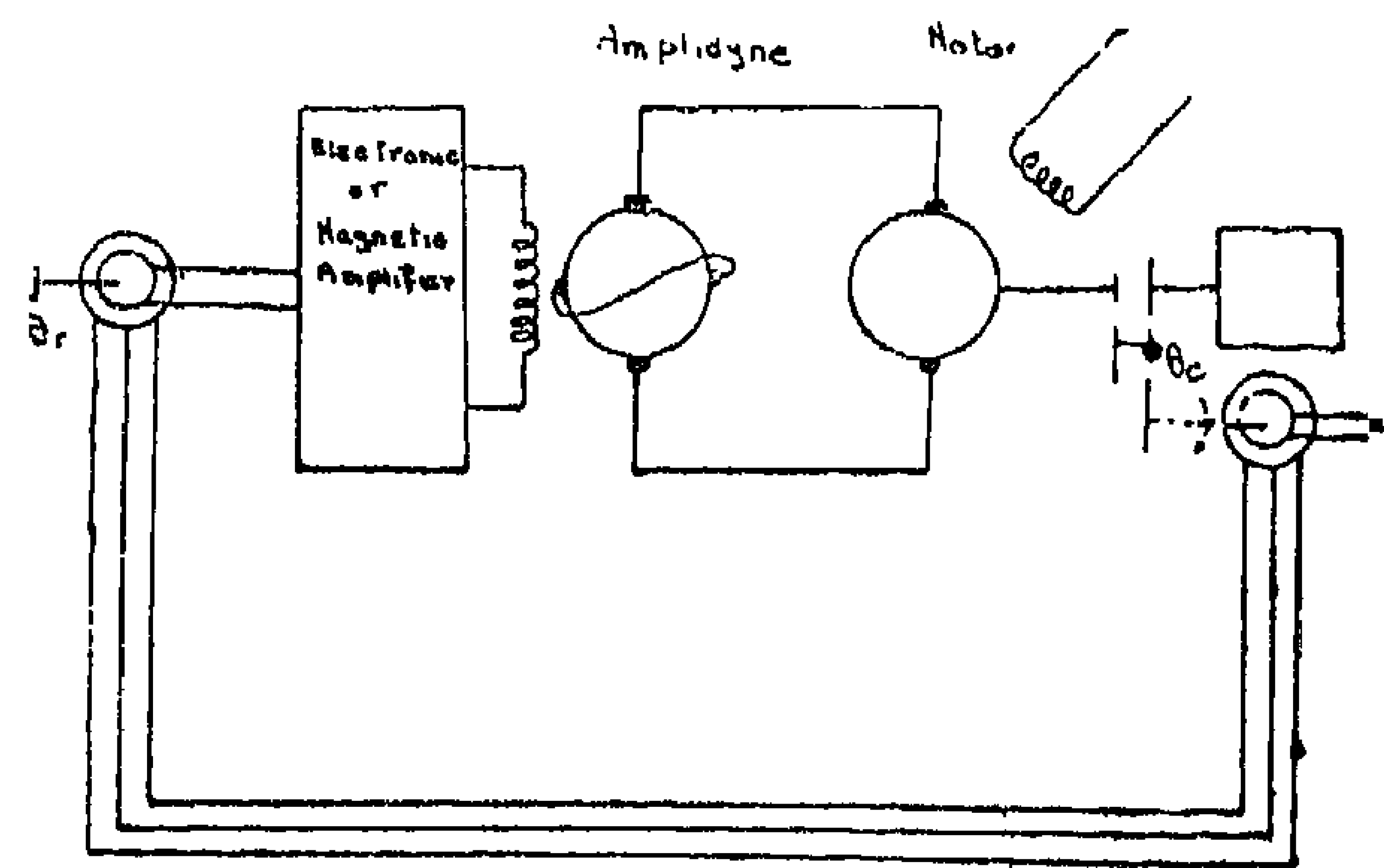


Fig (14) A servomechanism Position Control System

5. CLASSICAL THEORY

Although automatic control systems had been evolved for well over 100 years, yet it was not until World War II which provided an urgent need for the precise position control of weapons and radars, that the subject received a concetrated attention from theorists and engineers. During the war and the decade that followed the so called classical theory of automatic conrtol had been formulated.

In general the dynamic behavior of automatic control systems can be expressed by linear differential equations although these systems may include components of different nature, electric, mechanical, pneumatic , and hydraulic. This assumes that the system components maintain linear characteristics. This assumption is valid in most control systems provided that the excursions of the variables about the mean working values are not great.

The transient analysis defined as the response of the system (controlled variable) to sudden changes in the desired value (or reference input), or sudden load changes, involves the solution of the differential equation of the system with such input. In the solution of the differential equation Laplace Transformation is used. The transform of the equation could be obtained directly if the transfer function concept is adopted. The transfer function of each element in the system is obtained by getting the L.T. of the differential equation relating the

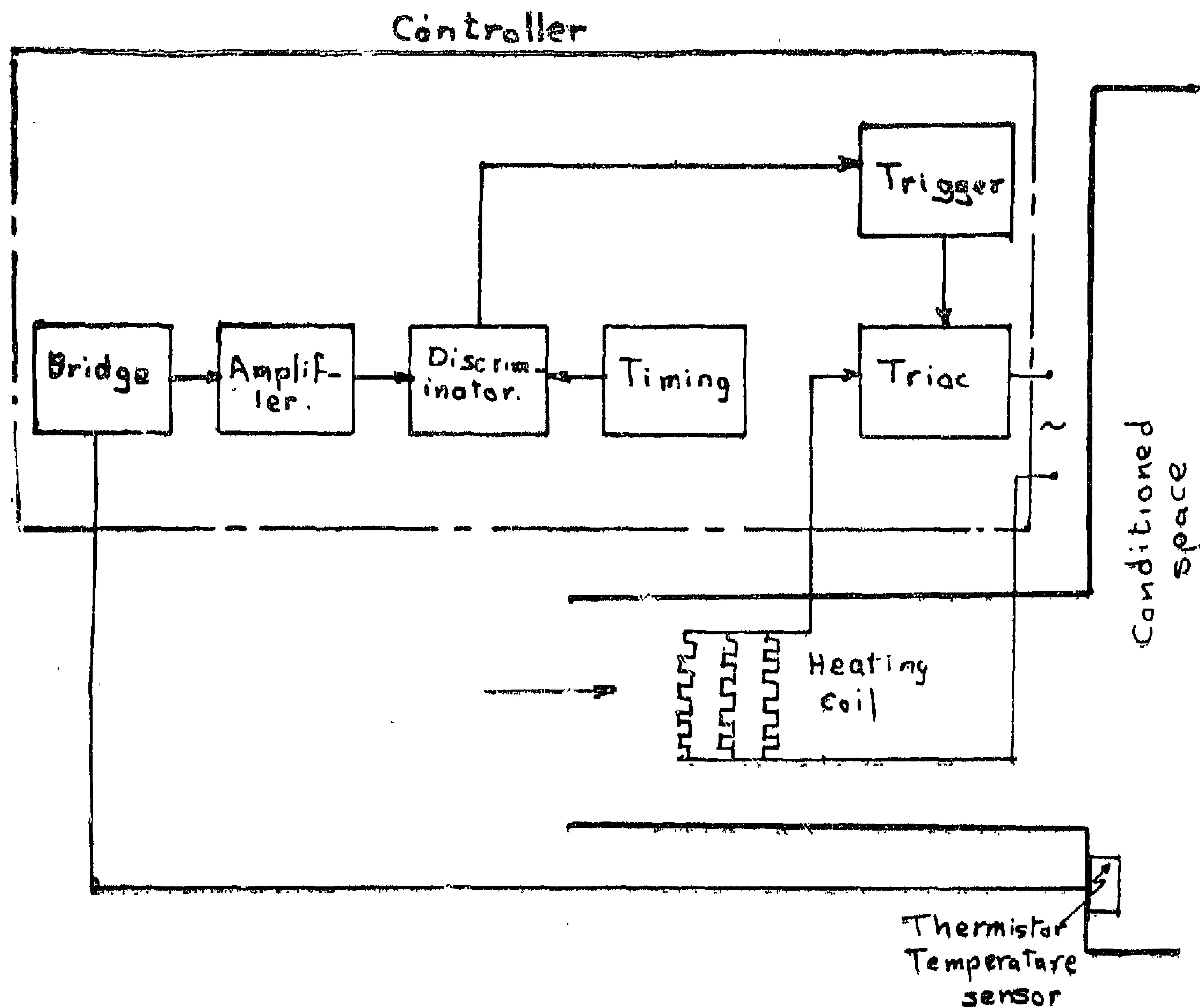


Fig. (11) *Modern Electronic Temperature Control in Central Air Conditioning systems*

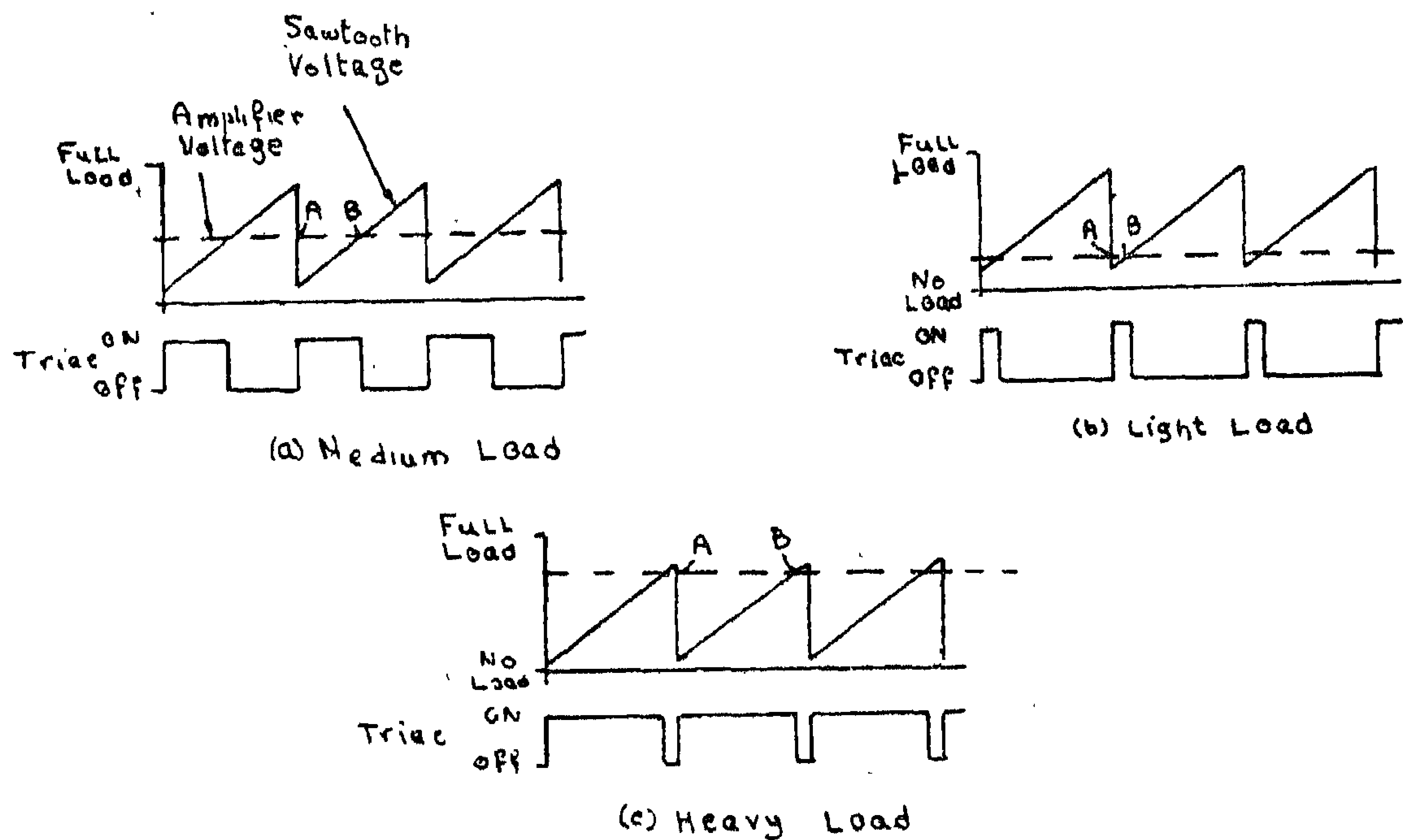


Fig. (12) *Operation of the Silicon Controlled Rectifier*

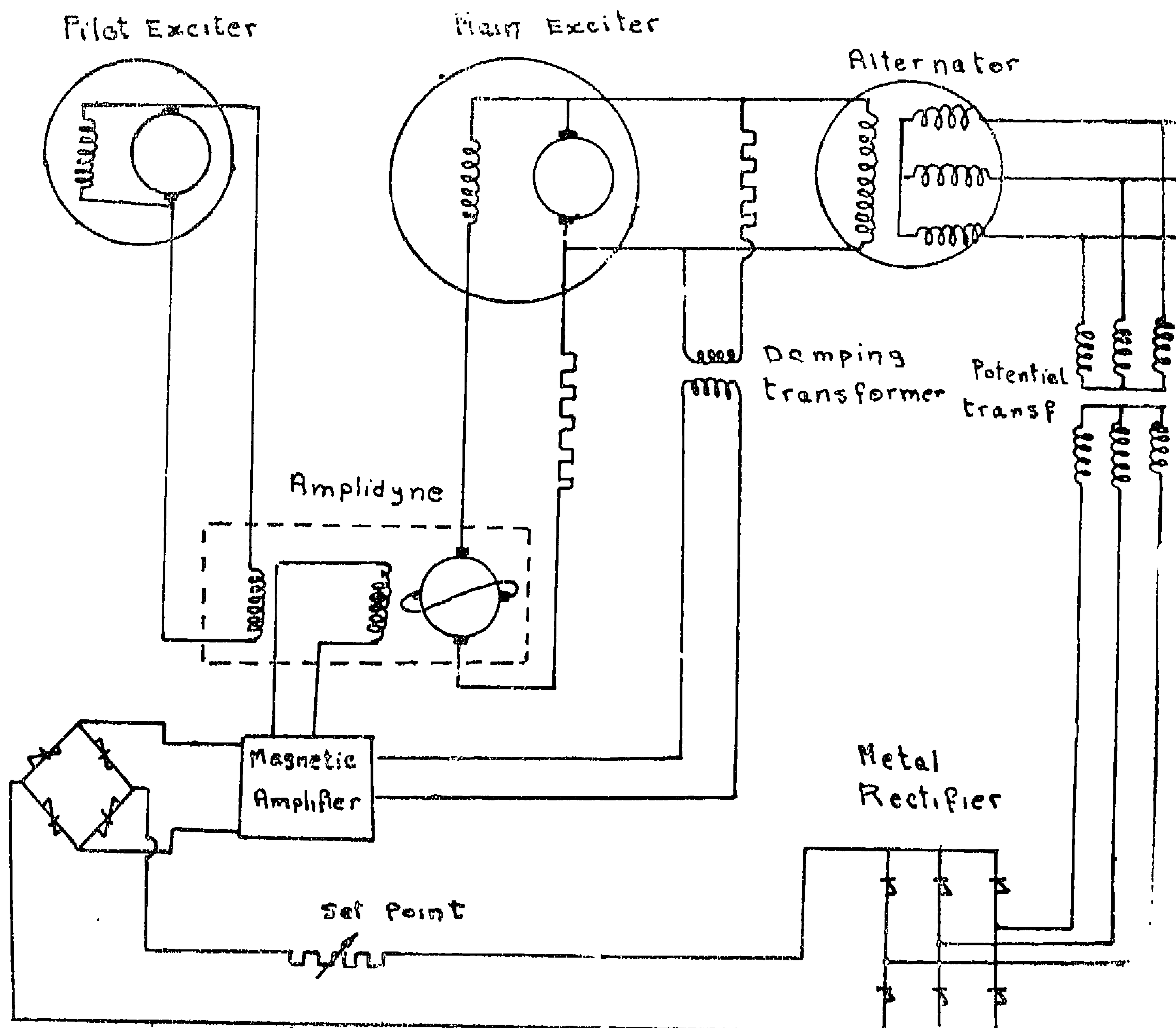


Fig. (10) *Modern Voltage Regulator System*

of 5-10 seconds. The discriminator switches the triac on or off by the trigger according to whether the saw-tooth voltage is higher or lower than the amplifier voltage. Thus as shown in fig. (12) it is the level of the amplifier output voltage that determines the length of triac switch on time during each timing period. The timing period is considerably faster than the warm-up or cool-off period of the elements used in commercial electric heaters. Thus the average output from the heating equipment is actually proportional to the requirements as measured at the thermistor. The control system is actually a pulse-width modulated sampled data system. A sampled data control system is one in which the control signal in a certain portion of the system is supplied intermittently at a constant rate in the form of pulses modulated (amplitude or width) in accordance with the continuous function of the signal from which the samples are taken.

Almost all the systems explained are mainly liable to load disturbances, such systems are termed "regulators", speed voltage regulators, temperature regulators etc.

There is another class of automatic control systems termed "follow-up" systems mainly liable to changes in the desired value or reference input and are mainly position control systems usually called "servomechanisms". Examples of this class are remote metering (and control),

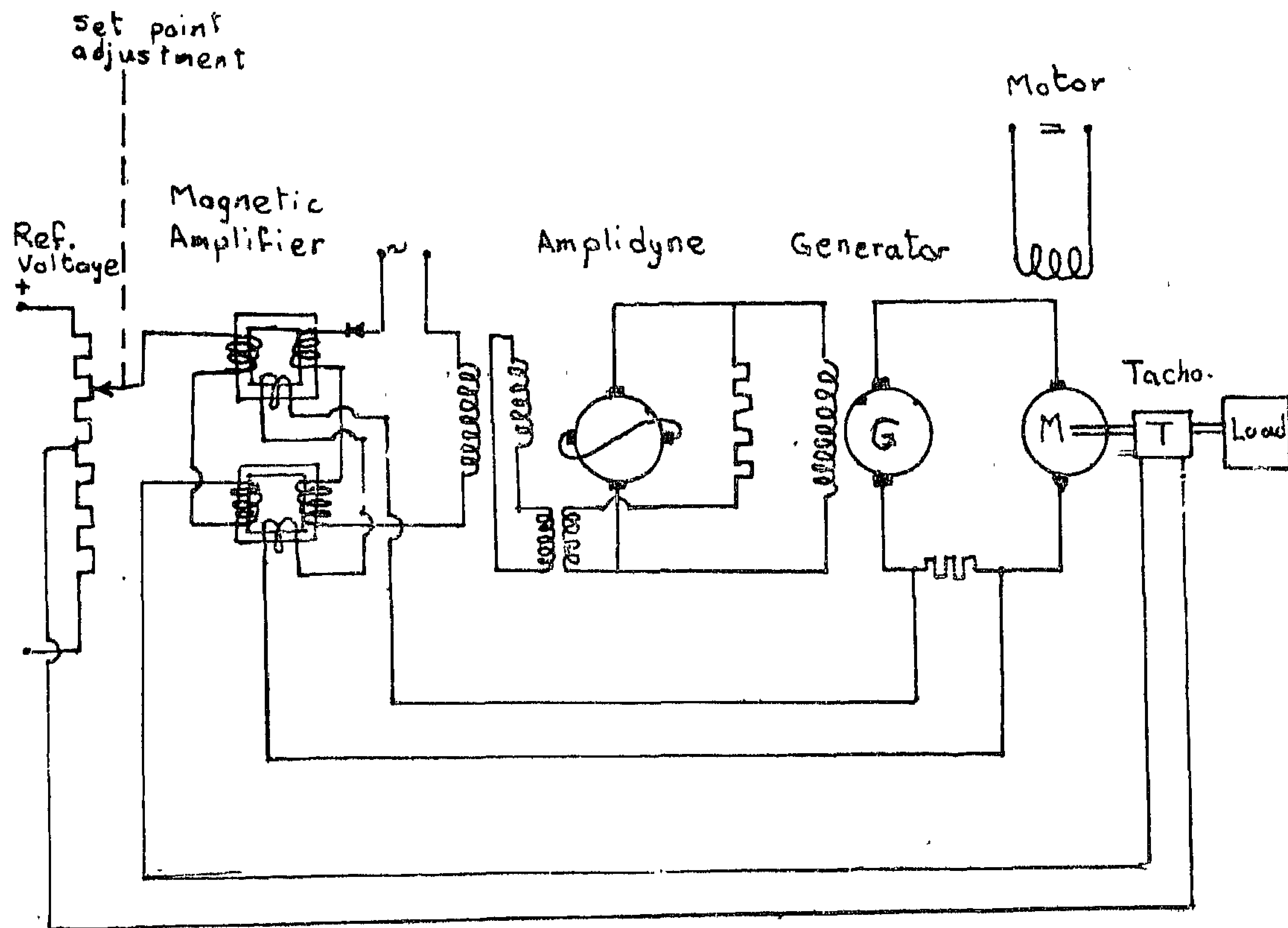


Fig. (9) Steel Mill Speed Control System

4. MODERN SYSTEMS

The developed systems explained are still cosidered simple systems compared to the modern systems of today as seen from the following examples.

In the speed control system of a steel mill shown in fig. (9), the rollers of the mill are driven by a large d.c. motor supplied from a d.c. generator driven by an induction motor with a flywheel. The generator field is supplied from an amplidyne, the control field of which is supplied from a magnetic amplifier. A tacho-generator directly coupled to the motor shaft gives a voltage proportional to the controlled speed which is subtracted from a refernece voltage corresponding to the desired speed, the difference is applied to the control winding of the magnetic amplifier. This forms the main feedback loop. Other subsidiary loops are also formed for compensation. The field current of the motor is also controlled.

A modern voltage regulator system is also shown in fig. (10). After reducing the alternator voltage by a potential transformer it is rectified then applied to a semiconductor bridge which is arranged to give zero output at the desired voltage. If the voltage varies from the correct setting a proportional positive or negative signal is fed into the magnetic amplifier. The magnetic amplifier output feeds the control field of the amplidyne, the other field is fed from the pilot exciter. The amplidyne output is injected directly in the main exciter field circuit.

In the modern air conditioning control system (heating) shown in fig. (11), the recently developed silicon controlled rectifiers (triac) are used. The unbalance voltage of the bridge due to a deviation in the temperature detected by the thermistor (a semiconductor having a high temperature coefficient of resistance) is amplified then compared in the discriminator with a saw-tooth timing voltage having a period

Also in the voltage regulator system explained the solenoid will fail to move the slider of the regulating resistance required for large generators, and in this case an exciter would be used, but when the exciter becomes large a motor (electric or hydraulic) is used to drive the slider as shown in fig. (6). When an exciter is used the d.c. generator could be an alternator and in case of high voltage a potential transformer is used to supply the solenoid.

And although the on-off temperature control is suitable for small airconditioning units such as window units, yet in central air-conditioning systems using hot water in winter and chilled water in summer, proportional (modulating) control of the pneumatic, electric, or electronic type is used. In fig. (7) an electronic control is shown, in which a resistance thermometer detects the change in space temperature, then an electronic panel operates the motorised valve to modulate the flow of hot or chilled water in proportion to the deviation in the space temperature from its desired value. Details of panel and motor circuits are shown in fig. (8), in which it is seen that the resistance thermometer forms one arm of a slide-wire bridge which is balanced at the desired temperature. In case of a temperature rise the thermometer resistance increases thus unbalancing the bridge, the unbalance voltage is amplified and the current in one of the two coils of the relay, connected in the output push-pull stage of the amplifier, is increased and decreased in the other, thus the relay connects the supply to the motor so that it rotates in one direction or the other, increasing or decreasing the flow of water so as to make the space temperature returns to its desired value. Using an electronic panel of this type enables the system to be compensated for outdoor temperature changes and to prevent large changes in the discharge air temperature, also remote set point (desired value) adjustment is possible.

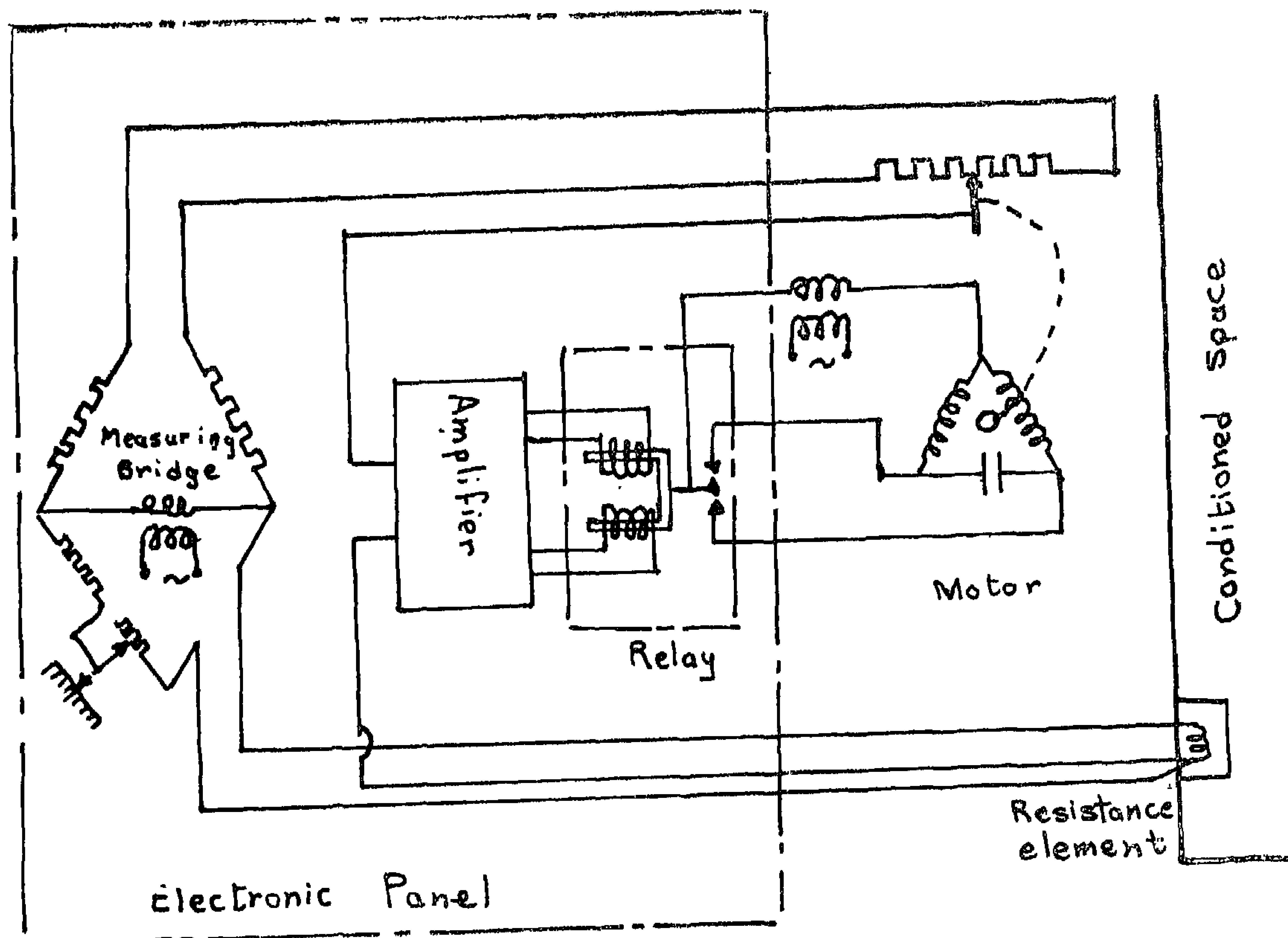


Fig (8) Connection Diagram of Electronic Panel and Motor

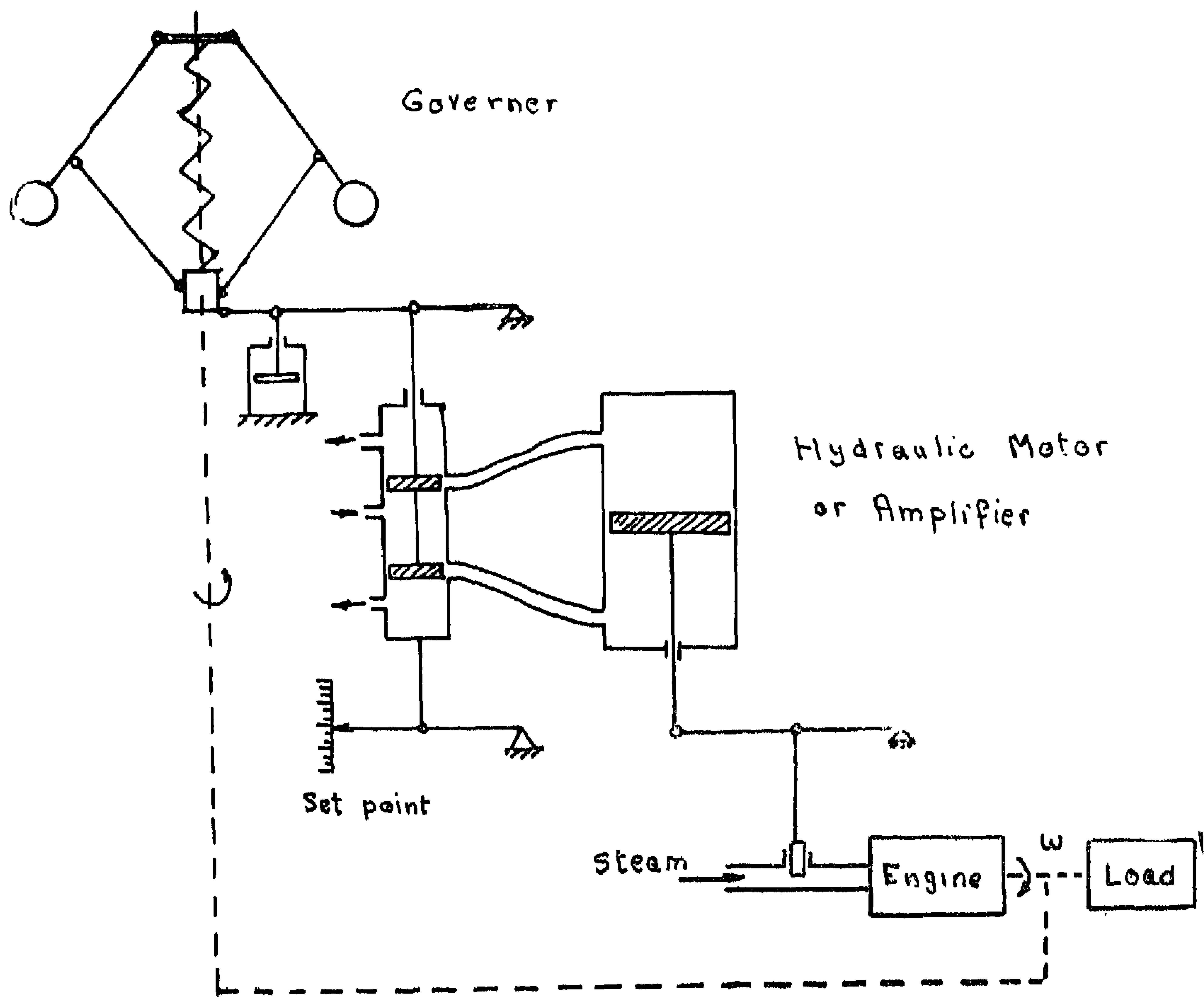


Fig. (5) Developed Speed Governing System

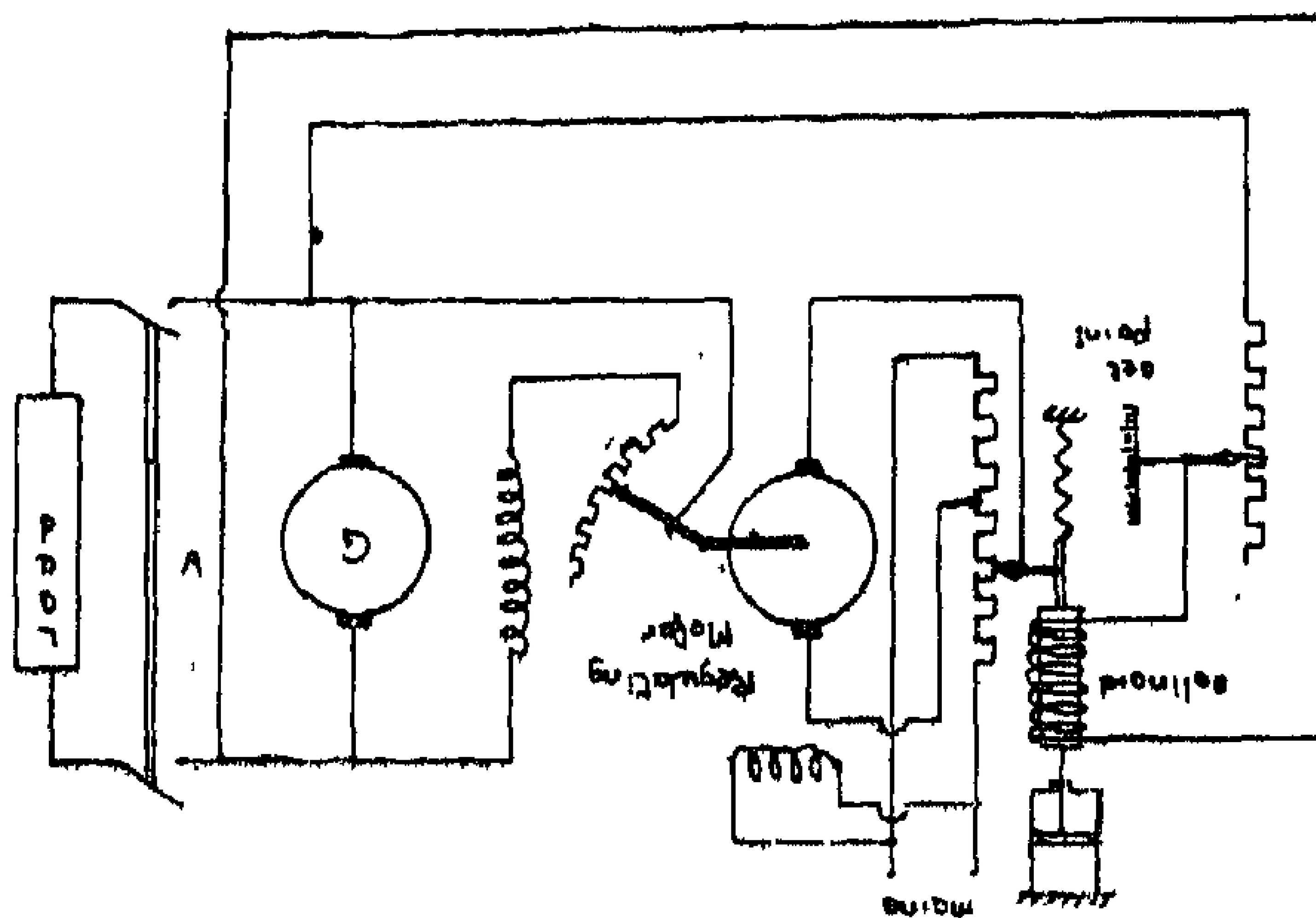


Fig (6) Developed Voltage Regulator System

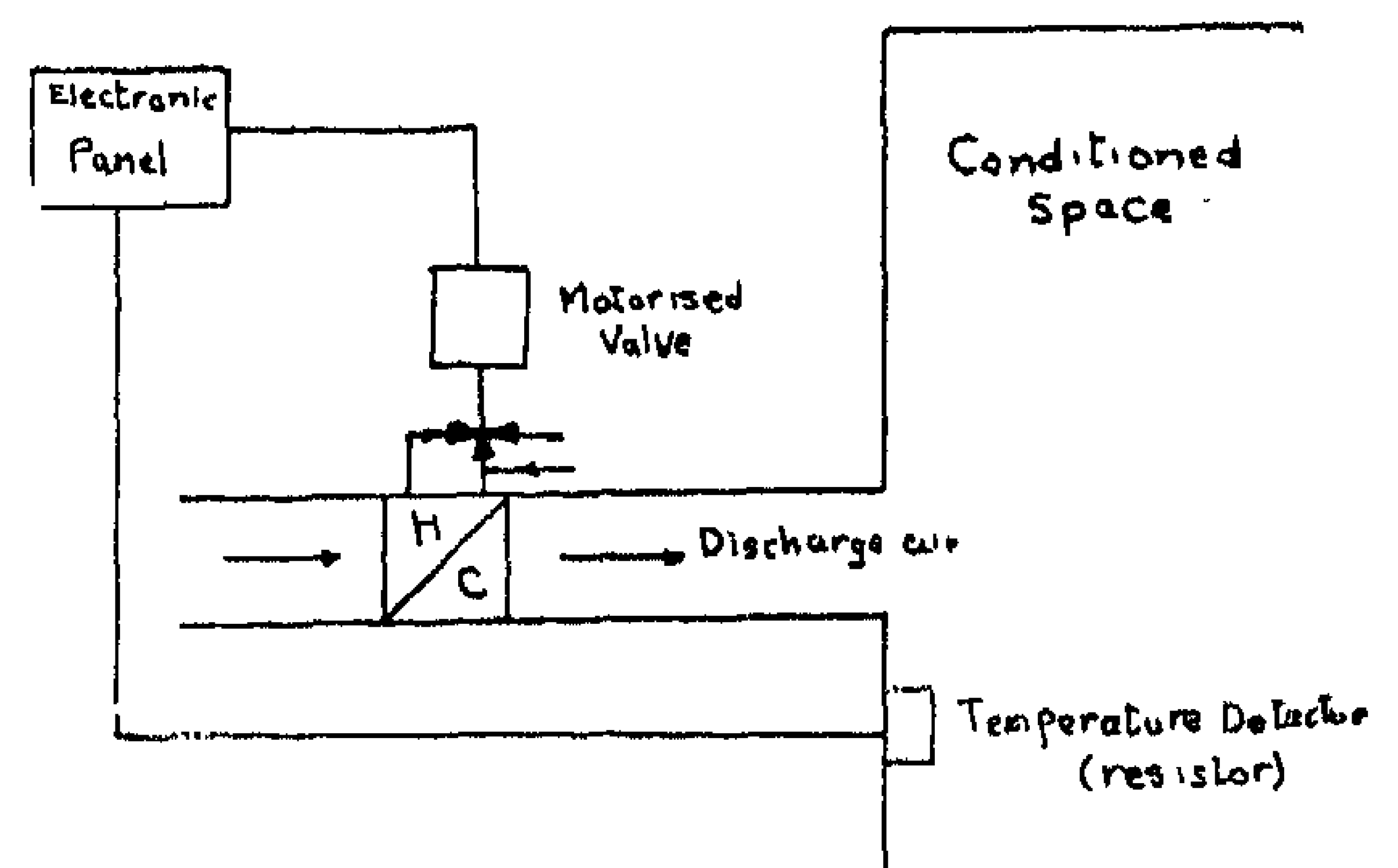


Fig. (7) Electronic Control of Central Air Conditioning System

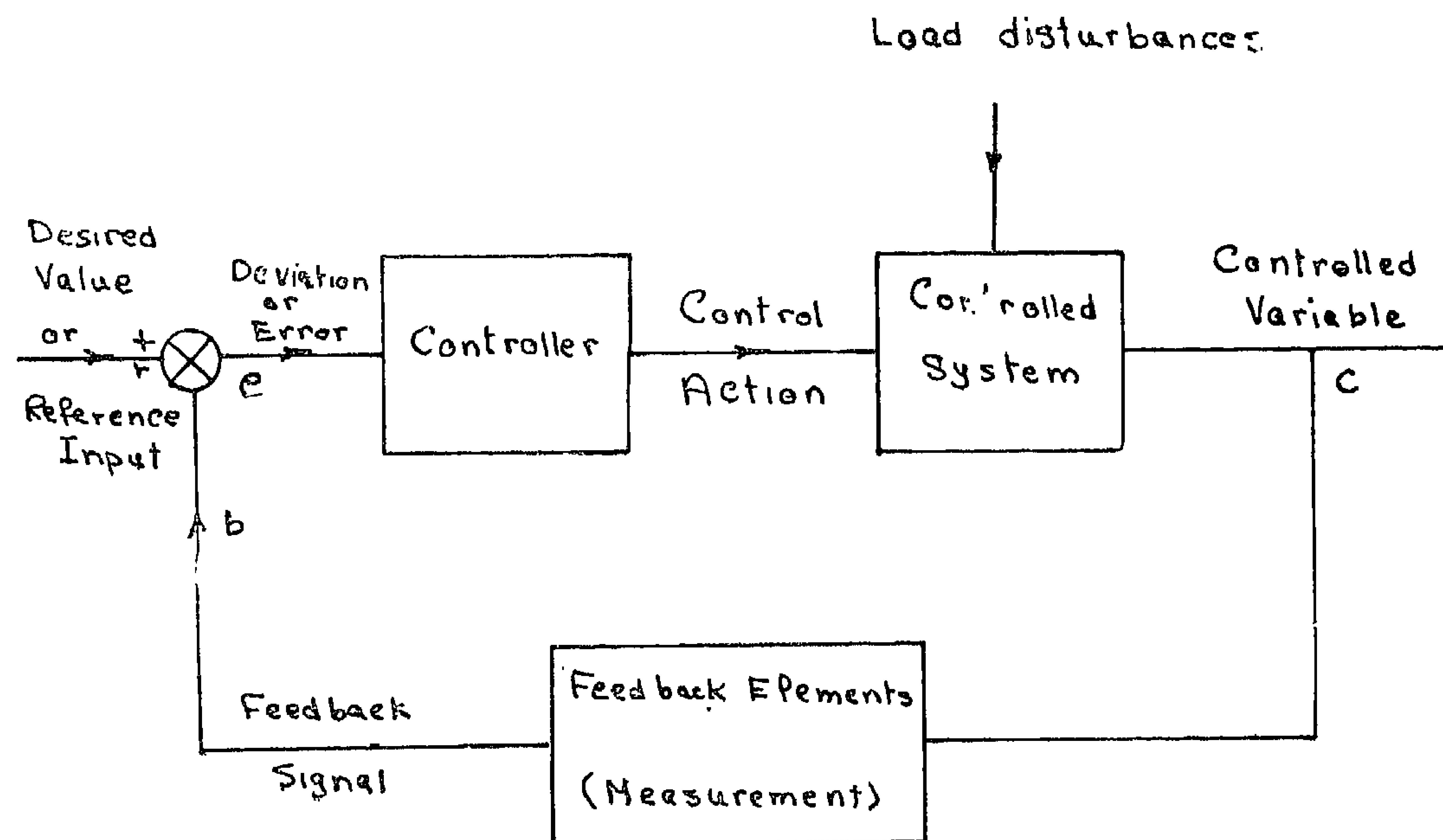


Fig (4) Block Diagram of Single Loop Automatic Control Systems

From the above examples it is seen that automatic control systems can be represented by the block diagram shown in fig. (4). In the previous examples the controlled system would be the engine, the generator, or the air conditioning unit. The controller would be the governor, the solenoid, or the thermostat, and the controlled variable would be the speed, the voltage, or the temperature.

As mentioned before the function of automatic control is to maintain the controlled variable at the desired value in the presence of disturbances. Control systems are liable to two types of disturbances viz. desired value changes and load disturbances. In case of a change in the desired value, the controller acts in such a way as to make the controlled variable follow this change, and in case of load disturbances, the controller acts in such a way as to keep the controlled variable unchanged.

Load disturbances are broadly divided into "demand changes" and "supply changes". The exact interpretation of these terms depends on the particular control application, but in general "demand" consists of the duty which the controlled system has to perform in combating external conditions or forces, such as changes in mechanical load on the steam engine, changes of electric laod on the generator, or changes in the amount of heat required to be supplied or removed from the conditioned space. "Supply" on the other hand covers the sources on which the controlled system depends to perform its duty, such as changes in the pressure of the steam supplied to the engine, changes in the speed of the prime mover driving the generator, or changes in the compressor operating conditions.

3. DEVELOPED SYSTEMS

The centrifugal governor invented by Watt is still used up till now with some modifications, but it cannot operate the steam valve directly by a lever due to the large power required and usually a hydraulic motor is used to operate the steam valve as shown in fig. (5). The governor is only required to move the stem of the pilot valve of the hydraulic motor.

As the function of the speed governor in the steam engine is to increase the steam flow in case of a speed decrease, and to decrease the steam flow in case of a speed increase ; so is the function of the voltage regulator, which is to increase the excitation current in case of a voltage drop, and to decrease it in case of a voltage rise ; which is the function that an operator would do in case of manual control.

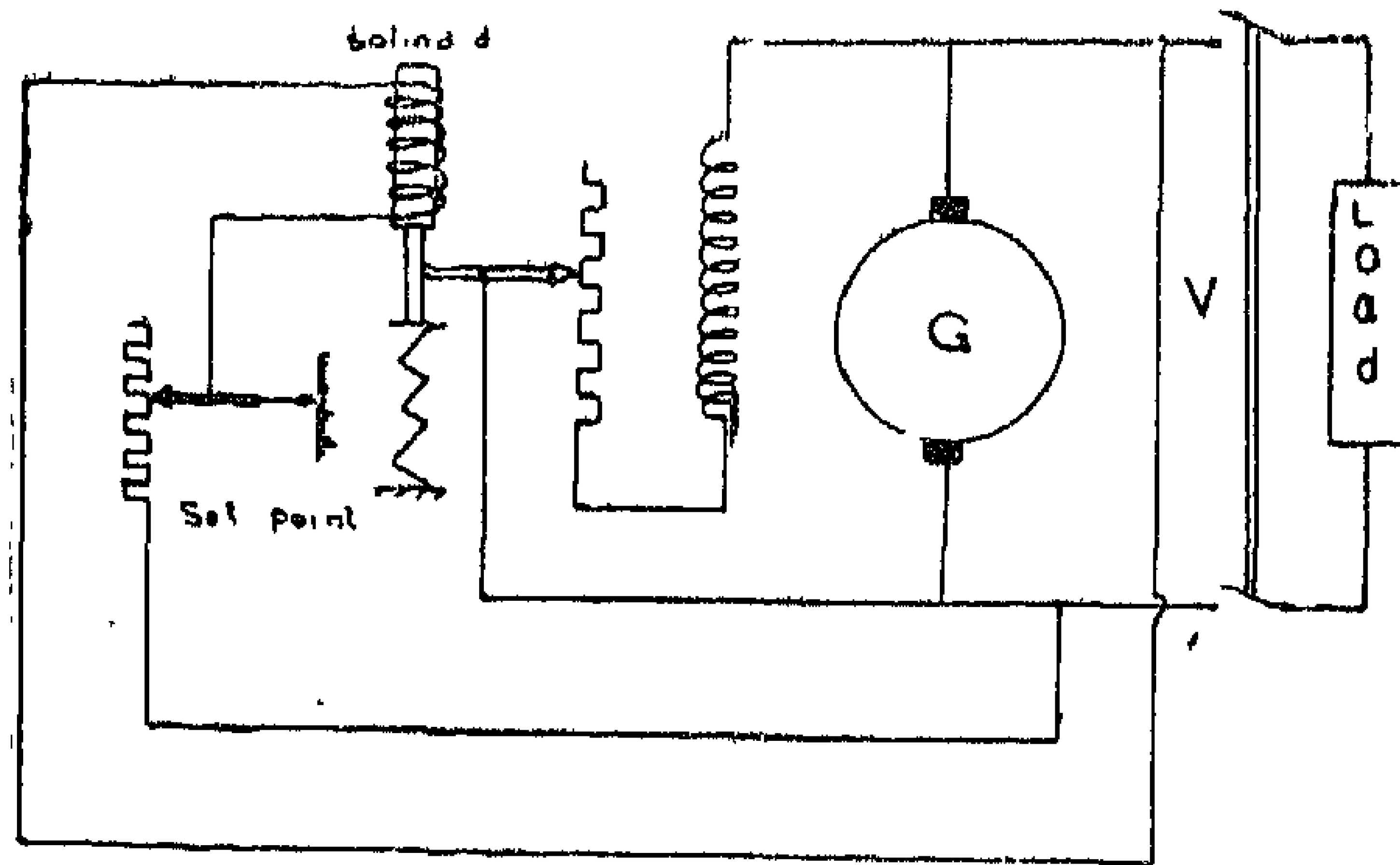


Fig. (2) Voliage Regalaior Syelem

Another example of aslightly different nature is the thermostatic control of an air conditioning unit shown in fig. (3), in which a drop in temperature causes the liquid in the thermostat bulb to contract, thus the upper end of the bellows is lowered resulting in closing the switch putting the unit into work, thus heating the air and increasing the temperature. The control action in this system is not continuous as in the speed and voltage regulators.

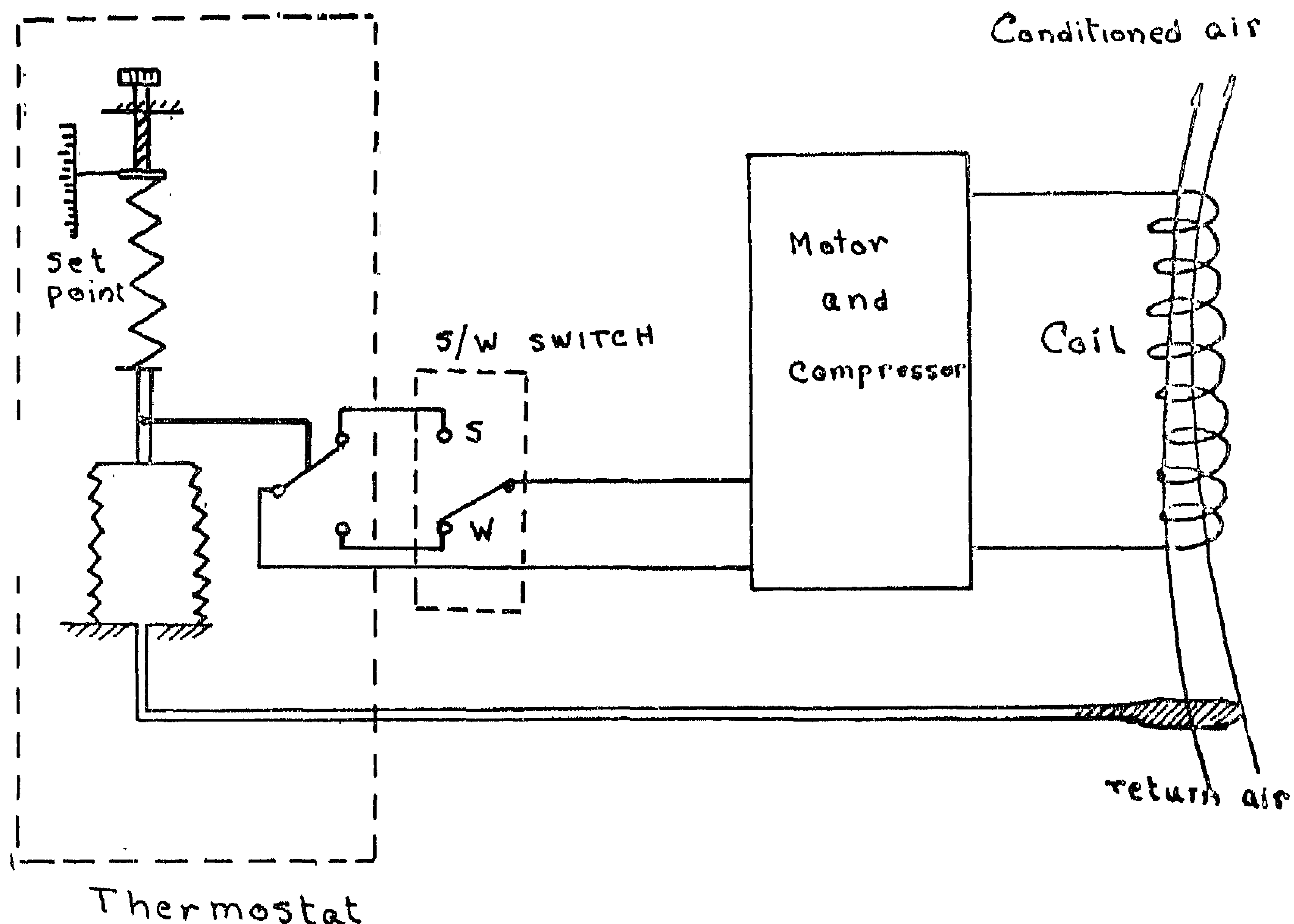


Fig (3) Thermostatic Control of Air Conditioning unit

MODERN TRENDS IN AUTOMATIC CONTROL

By

Dr. A. RASHWAN

Faculty of Engineering — Cairo University

SYNOPSIS

Automatic control systems are widely used nowadays in diverse applications, varying from simple controls found in domestic appliances to complicated systems found in modern industry, power stations, military applications, and space vehicles.

In this lecture the development of control techniques in theory and practice is traced from their simple beginnings to their present day application to complex systems.

1 HISTORY

The first faltering steps towards automatic control were taken in connection with Watt's steam engine, when he invented the centrifugal governor in 1784, which enabled the engine to regulate its own speed. Here the most important concept of "feedback" is introduced. Fig. (1) shows how a small part of the engine's own output is "fed back" to the input to regulate the steam valve. If the speed of the engine should increase due to a reduction in load, for instance, or due to an increase in steam pressure, then the weights will be thrown out causing the lever to be raised from governor side, and lowered from the steam valve side, thus reducing the steam flowing to the engine and thus returning the speed to its desired value.

Control of the type used in the centrifugal governor where, in the presence of disturbing influences, tends to reduce the deviation (error) of the actual value of a controlled variable (speed) from its arbitrarily varied desired value, and which does so on the basis of this deviation is known as closed loop feedback control or automatic control, and the combination of engine and governor is called an automatic control system.

2. SIMPLE SYSTEMS

There are several examples of simple automatic control systems similar to that of the steam engine speed control system, such as the voltage regulator system of a d.c. generator shown in fig. (2), in which part of the generator output is fed back to the solenoid which regulates the generator voltage by changing the field regulating resistance. Thus in case the voltage drops due to connection of load to the generator, the current in the solenoid coil will decrease, accordingly its armature will be lowered, thus reducing the regulating resistance causing an increase in excitation current, thus the voltage will be increased.

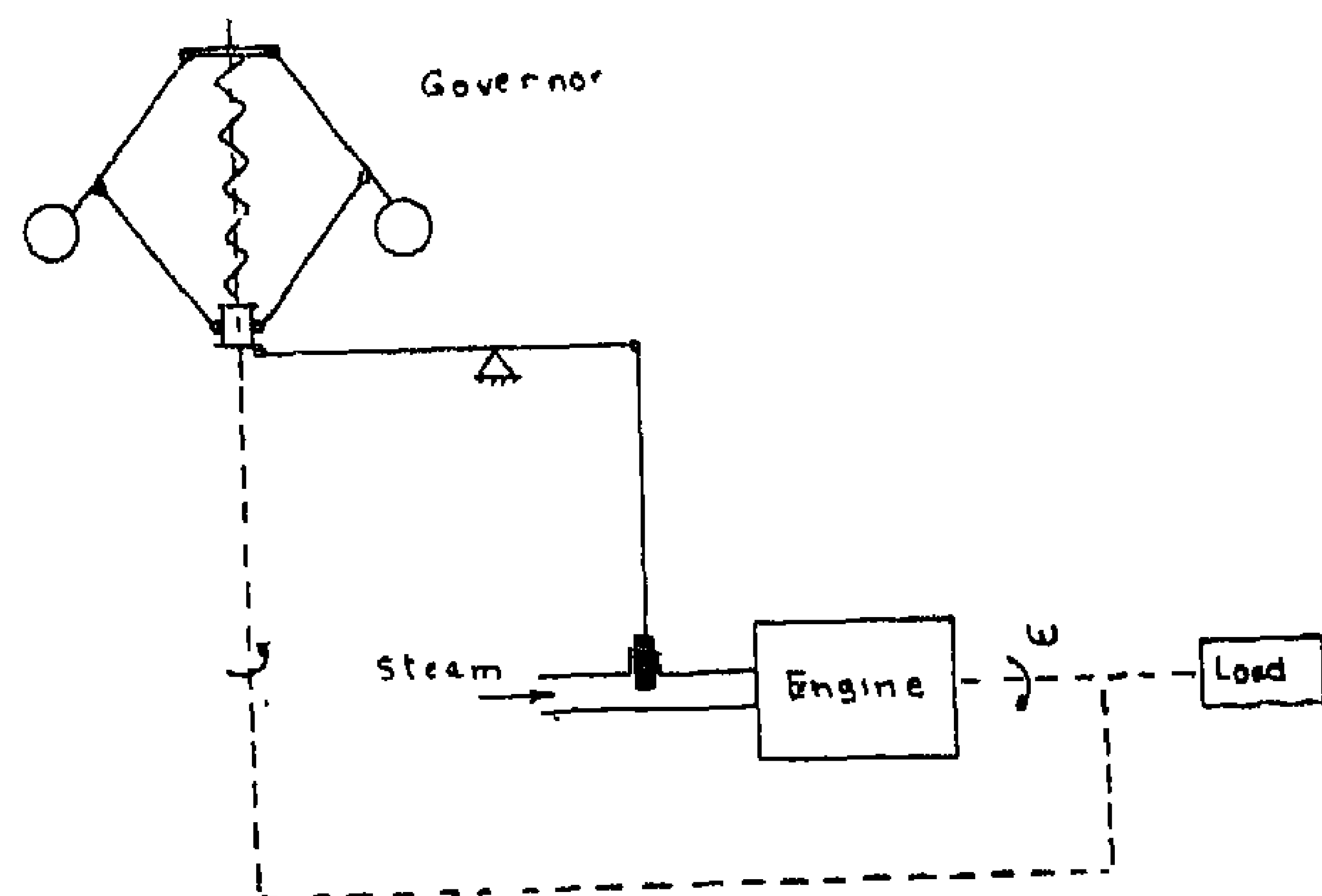


Fig. (1) *Steam Engine Speed Governing System*

To simplify, further, the analysis equation (37) may be written in the form :

$(t/ReCe) = 5.2$ [loge (Q) — P] ....(38)

Equation (38) is plotted as shown in figure (11), where $(t/R_e\ C_e)$ is drawn against $(U_c\ /V_m)$. Once the designer had fixed the value of (U_c/V_m). Once the designer had fixed the value of (Uc/Vm), the value of $(t/R_c\ C_e)$ can be easily determined from figure (11). Then, if the charging time has a certain value the equivalent (RC) can be estimated on the other hand if the equivalent (RC) is estimated the charging time can be directly calculated.

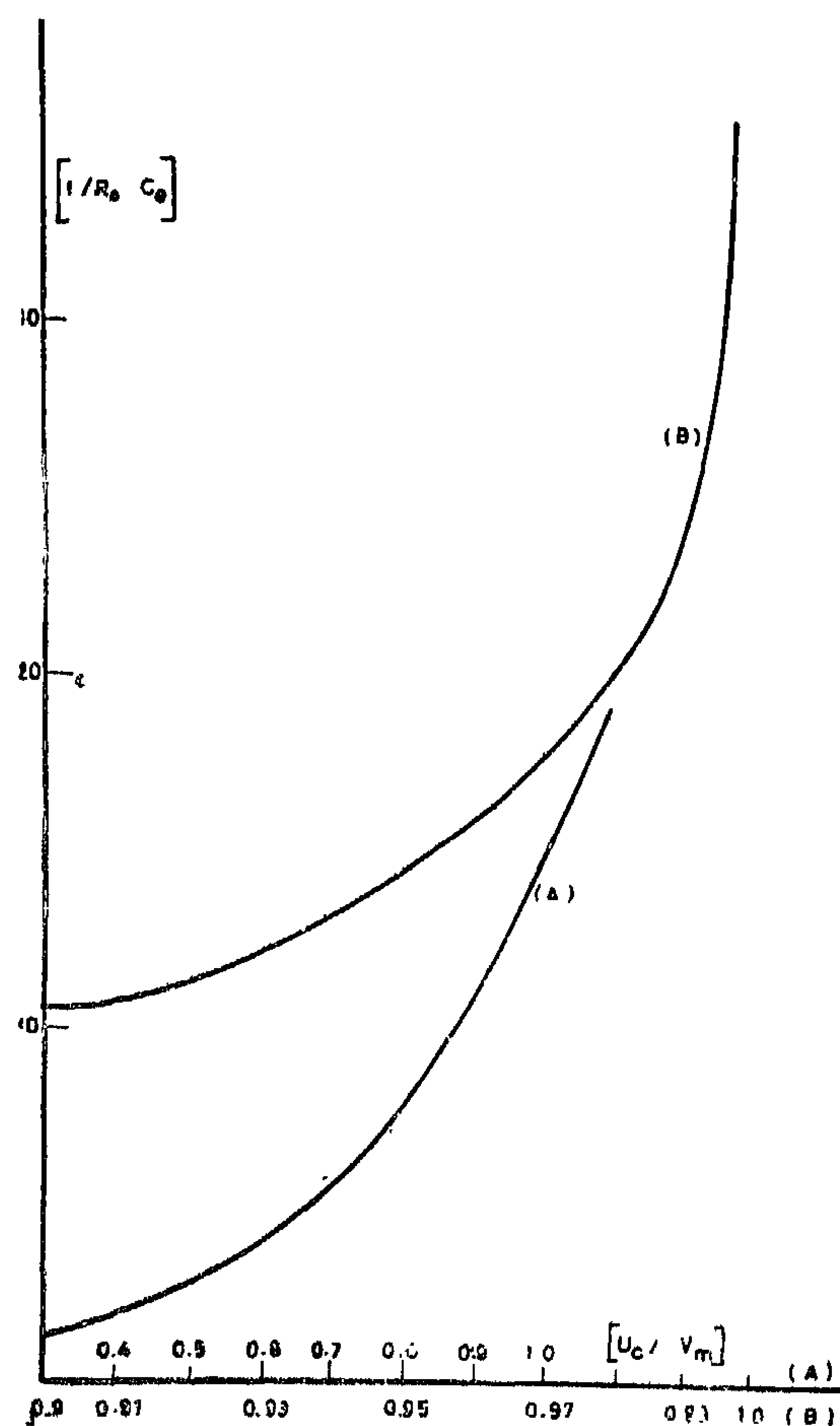


FIG 11

4. Conclusion :

Many electrical equipements are being built where the principle of charging a bank of capacitors — through a rectifier circuit — and discharging them in a certain load is applied (e.g. surge generators, capacitor discharge stud welding systems, biological science equipements,... etc.). The charging current will flow when the instantaneous applied voltage is higher than the voltage on the condenser. The current is in direct proportion to the difference between these two formerly mentioned voltages. Since the expression for this difference in voltages is not simple, the determination of the condensers charging time is lengthy. The paper introduces a method which overcomes this difficulty and makes it possible to quickly and accurately determine any requirements of the charging circuits. The result is a simple curve which relates (charging time/ equivalent RC) as a function of (the per unit condenser voltage referred to the maximum of the instantaneous applied voltage).

ACKNOWLEDGEMENT :

The author would like to express his indebtedness to Professor Hammam M. Mahmoud, Head of the electrical department and to Assistant Professor Dr. M.M. Khalifa for helpful discussion.

REFERENCES

1. Stoťsserscheinungen in elekrischen Maschinen, Heller and Veverke, book, VT, Berlin, 1957.
2. The overvoltage problems for transformer windings with voltage regulating tappings, CIGRE, Nr. 110, Hy19, 54lten and Soll- ergren.
3. The development and design of high voltage impulse generators, Proc. IEE m, 1951, (Edwards, Husbands and Perry).
4. Diode rectifying circuitd with capacitance filters, D.L. Waidelich, AIEE, 1941, Vol. 60
5. The diode as half wave, full wave and voltage doubling rectifier, N.H. Roberts, Wireless Engineer, Volume 13, 1936.

Arranging ;

$$\frac{(2.6\ C_c\ R_c\ /\ \sqrt{V_m})}{(\sqrt{V_m} - \sqrt{U_c})}\ dU_c = dt \qquad \text{.........................(28)}$$

If

$$A = \frac{5.2\ C_e\ R_c}{\sqrt{V_m}} \qquad \text{.........................(29)}$$

and

$$U_c = y^2 \qquad \text{.........................(30)}$$

then equation (28) reduces to

$$\frac{A\ y}{(\sqrt{V_m} - y)}\ dy = dt \qquad \text{.........................(31)}$$

Integrating gives,

$$(-\ A)\ [\ y + \sqrt{V_m}\ \log(\sqrt{V_m} - y)\ ] + K = t \qquad \text{.........................(32)}$$

At the instant (t = O) the condenser voltage is zero i.e.

$$U_c = O \text{ at } t = O \qquad \text{.........................(33)}$$

Substituting in equation (32),

$$K = A \sqrt{V_m} \quad \log \quad \sqrt{V_m} \qquad \text{.........................(34)}$$

If

$$P^2 = (U_c\ /V_m) \qquad \text{.........................(35)}$$

and

$$Q = [\ 1/(1 - P)\ ] \qquad \text{.........................(36)}$$

resubstituting and arranging equation (32) will be

$$t = 5.2\ R_c\ C_e\ [\ (\log_e\ Q) - P\ ] \qquad \text{.........................(37)}$$

Equation (37) represents the time in seconds required to charge the condenser to any percentage value of the maximum value of the alternating voltage of the secondary of the transformer.

To illustrate the application of equation (37) consider the case of a surge generator whose equivalent

$R_c\ C_e = 0.15$,

it is required to find the time required so that the condenser voltage is charged to ninty five percent of the maximum a.c. supply voltage.

From equation (37)

$$t = 5.2\ (0.15)\ (\log\ (40\ ) - \sqrt{.95}$$

$$= 2.11 \text{ seconds}$$

To estimate the error introduced by using this method of analysis, an oscillogram record had been carried in the H.V. laboratories on the surge generator of the electrical department. The mean value of the time measured to charge the condensers to 90% of the maximum a.c. voltage was found to be 4.3% less than that obolned using the proposed method. The difference is accounted for by the fact that the input a.c. source was nonsinusoidal and residual charges were present on the condensers. It is therefore concluded that the proposed method is reasonable and accurate enough for the formerly mentioned estimations.

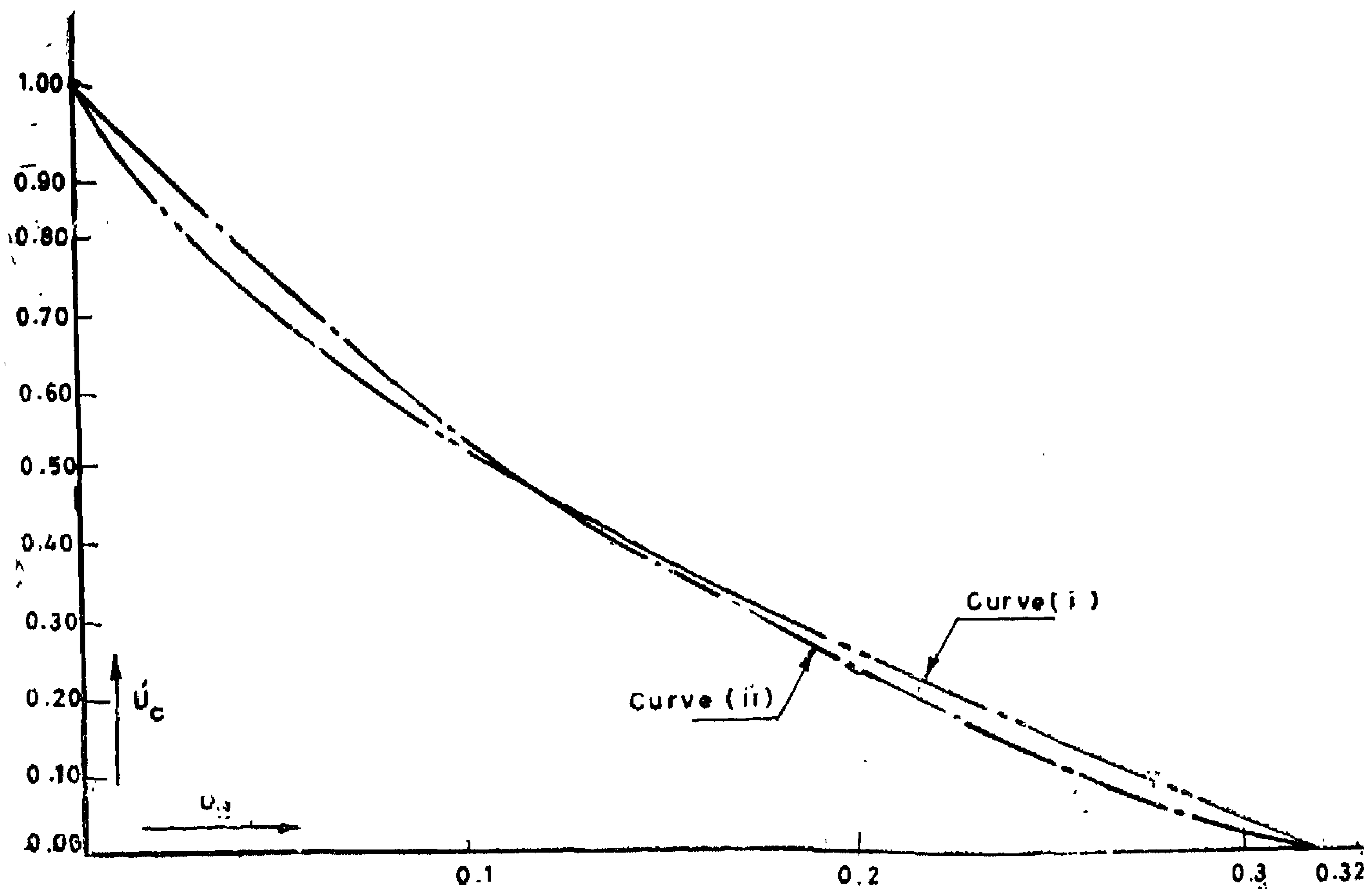


FIG. 10

$$U'_c = 1 - 5.2\, U'_R + 6.76\, U'^2_R \qquad \text{.......................(21)}$$

Equation (21) is plotted as curve (ii) of figure (10). Again substituting from equations (13) in equation (21), the following is obtained :

$$U_c = (V_m - 2.6\, U_R)^2/V_m \qquad \text{.......................(22)}$$

As above in figure (6) :

$$U_R = R_e \qquad \text{.......................(23)}$$

Substituting equation (23) in equation (22) results,

$$U_c = (V_m - 2.6\, i\, R_e)^2/V_m \qquad \text{.......................(24)}$$

From equation (24) ;

$$\pm (V_m - 2.6\, i\, R_e) = \sqrt{U_c\, V_m}$$

Since Uc and Vm has each a positive value we consider the positive sign, thus

$$V_m - 2.6\, i\, R_e = \sqrt{U_c\, V_m} \qquad \text{.......................(25)}$$

combining equation (25) and (23) with the equation

$$i = C_c \frac{dU_c}{dt} \qquad \text{.......................(26)}$$

we get

$$[\, V_m - 2.6 \left(C_e \frac{d\,U_e}{dt}\right) R_e \,] = \sqrt{U_c\, V_m} \qquad \text{.......................(27)}$$

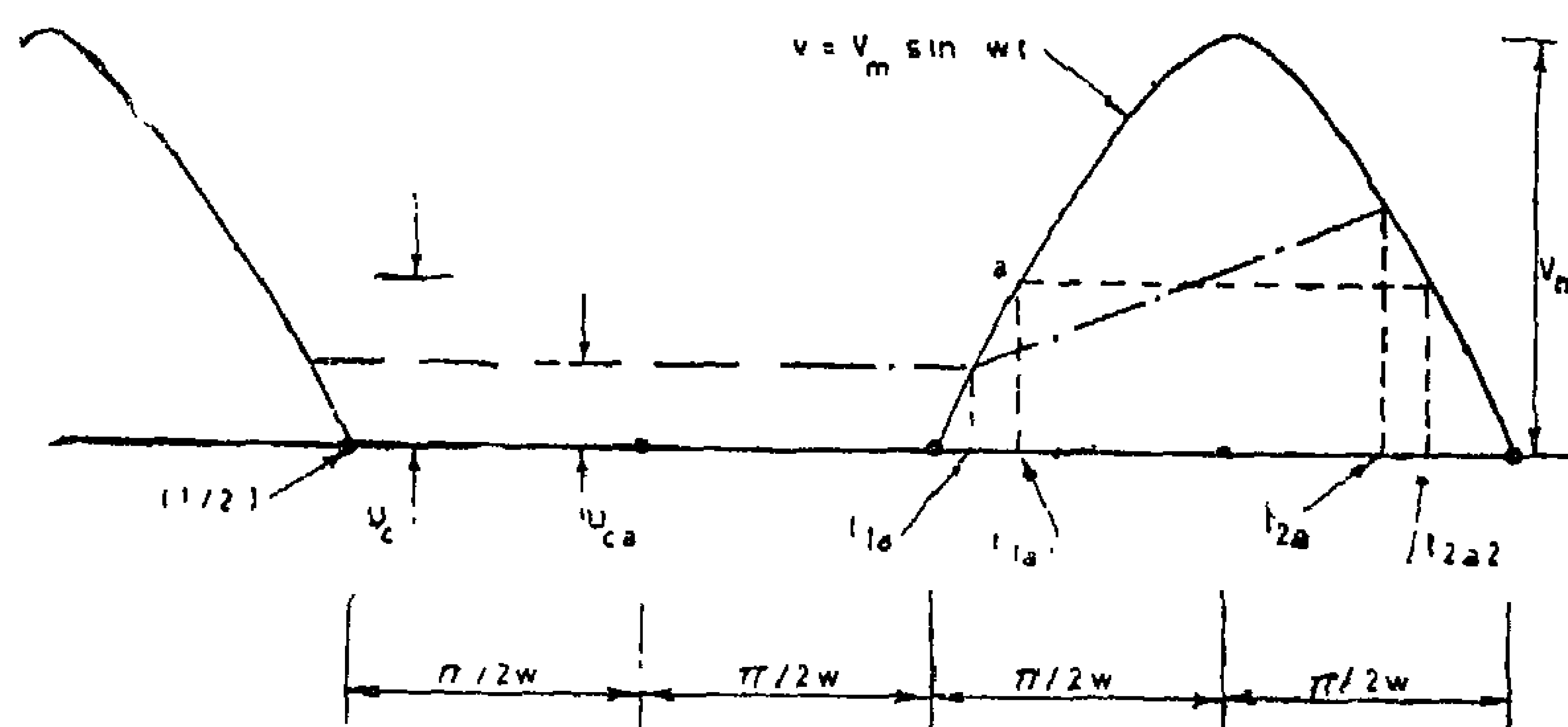


FIG 9 HALF-WAVE RECTIFIED OUTPUT VOLTAGE - TIME DIAGRAM

$$\frac{U'_c}{V_m} = U'_c \; ; \; \frac{U_R}{V_m} = U'_R \qquad \text{.......(13)}$$

Also during one cycle

average (v) = average (U'_c) + average (U'_R) .... (14)

The average voltage difference U'_R during one cycle may be written, using equation (14), as :

$$U'_R = \frac{W}{2\Pi} \left[\left\{ \int_{t_{1a1}}^{t_{2a2}} \sin wt \, dt \right\} - U'_c \,(t_{2a2} - t_{1a1}) \right] \qquad \text{.......... (15)}$$

From equation (15) and figure (9) we get ;

$$U'_R = \frac{1}{2\Pi} \left[2 \cos (wt_{1a1}) - 2U'_c \left\{ \frac{\Pi}{2} - wt_{1a1} \right\} \right] \qquad \text{.......... (16)}$$

Since point (a) is the intersection of the sine curve representing (U_c), the value of the condencser voltage at this point may be given as ;

$$U_c = V_m \sin (wt_{1a1}) \qquad \text{.......... (17)}$$

If

$$wt_{1a1} = \mho 1 \qquad \text{.......... (18)}$$

modifying and combining equations (16-18) we get:

$$\mho_1 = \sin^{-1} \left(\frac{U_c}{V_m}\right) = \sin^{-1} U'c \qquad \text{.......... (19)}$$

$$U'_R = \frac{1}{\Pi} \left[\cos \mho_1 - U'c \left(\frac{\Pi}{2} - \mho_1 \right) \right] \qquad \text{.......... (20)}$$

Equation (20) represents a relation between the average voltage drop across the equivalent resistance and the average condenser voltage. this relationship is plotted as shown in figure (10) curve (i). An equation which fits this curve may be written as ;

$U'c = f(U'_R)$ or

$U'_R = \psi (U'c)$

In both cases the same procedure, mentioned hereunder with minor modifications, may be adopted. However, since the condenser voltage is the important one, the quadratic form which nearly fits the curve may be written as ;

Combining

above equations we get ;

$$U_{cz}(t) = -\frac{V_m}{ZwC_c} \cos\phi \left[\frac{1-e^{-(t/2R_e C_c)}}{1-c^{-(t/R_e C_e)}} \right] e^{-(t/2R_e C_e)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots(10)$$

Equation (10) is represented by curve b in figure 8, and is the condenser transient voltage component during the above mentioned time.

The oscillatory condenser voltage is the sum of the steady state and transient voltage components represented by equations (6) and (10). This is represented by curve c of figure 8 during the internal $O \angle t \angle T/2$.

Accordingly

$$U_c(t) = U_{cu}(t) + U_{cz}(t) =$$

$$= -\frac{V_m}{ZwC_e} \cos(wt + \phi) - \cos\phi .\ e^{-t/R_e Ce} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (11)$$

for the interval $O \angle t \angle T/2$

From equation (11)

$$\frac{U_c(t)}{V_m} = -\sin\phi \cos(wt + \phi) - \cos\phi .\ e^{-t/R_e Ce} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (12)$$

In designing surge generators and other similar equipements the R, C components are generally defined. To determine the time tequired for charging the condensers to a certain percentage of $(V)_m$ it seems that a point by point graphical solution is the most applicable solution. This graphical analysis, using equation (12), illustrated in figure (7) may be summarized as follows :—

1. For the interval $O \angle t \angle (T/2)$ equation (12) is plotted till it intersects the function (sin wt) which represents the rectified output voltage during this interval. The point of inter section is represented by $[U_{cu\,i}(O)]$.
2. This value of condenser voltage $U_{cu_i}(O)$ assumed to remain constant till the time t_{1a}
3. When the a.c. instantaneous voltage exceeds $U_{cu_i}(O)$ at the instant t_{1a}, the condenser voltage begins to rise till it becomes (U_{ca}) at time t_{2a}.
4. Step number 2 above is repeated and so on on till the voltage of the condenser in the k th cycles becomes the required value.
5. The time is then summed up.

This method of analysis is lengthy, particularly when the charging time takes four seconds for example. The following method is therefore introduced.

To outline the necessary assumptions fig. (9) is drawn. It represents, for example, the second positive half wave of the output rectified voltage shown on figure (8). In surge generators and similarly operated other apparatus, the resistance and the capacitance are alrge so that it can be assumed that during one cycle the voaverage of the condenser voltage (U_c) will not vary much. It should be noted, however, that though (U_c) is considered constant over one cycle, it is a variable over any value of time.

Charging current flows due to a difference between source a.c. voltage and condenser voltage. Let the average of this voltage difference be (U_R). To simplify the analysis consider

$Z = \sqrt{R_e^2 + (1/wC_e)^2}$ and $\tan \phi = (1/wC_e R_e)$

Let us consider the positive half cycle of the output rectified wave defined by $O \angle t \angle (T/2)$.

When $t = (T/2)$ the condenser will be charged to a certain voltage referred to as :

$U_{cu}(O) = U_{cu}\ (T/2)$ ....(4)

and can be obtained by substituting $t = (T/2)$ in equation (3). This gives ;

$$U_{cu}(O) = \frac{V_m}{ZWC} \cos \phi \left[\frac{1 + e^{-(T/2R_c C_e}}{1 - e^{-(T/2R_e C_e}} \right] \quad (5)$$

Substituting equation (5) in equation (3) gives

$$U_{cu}(t) = - \frac{V_m}{ZWC_e} \left[\cos(wt + \phi) - \cos\phi \left\{ \frac{2e^{-(t/R_e C_e)}}{1 - e^{-(T/2R_e C_e)}} \right\} \right] \quad (6)$$

Equation (6) represents the condenser steady state voltage component defined in that part of the rectified cout-put wave by $O \angle t \angle T/2$ and is represented by curve (a) in figure 8.

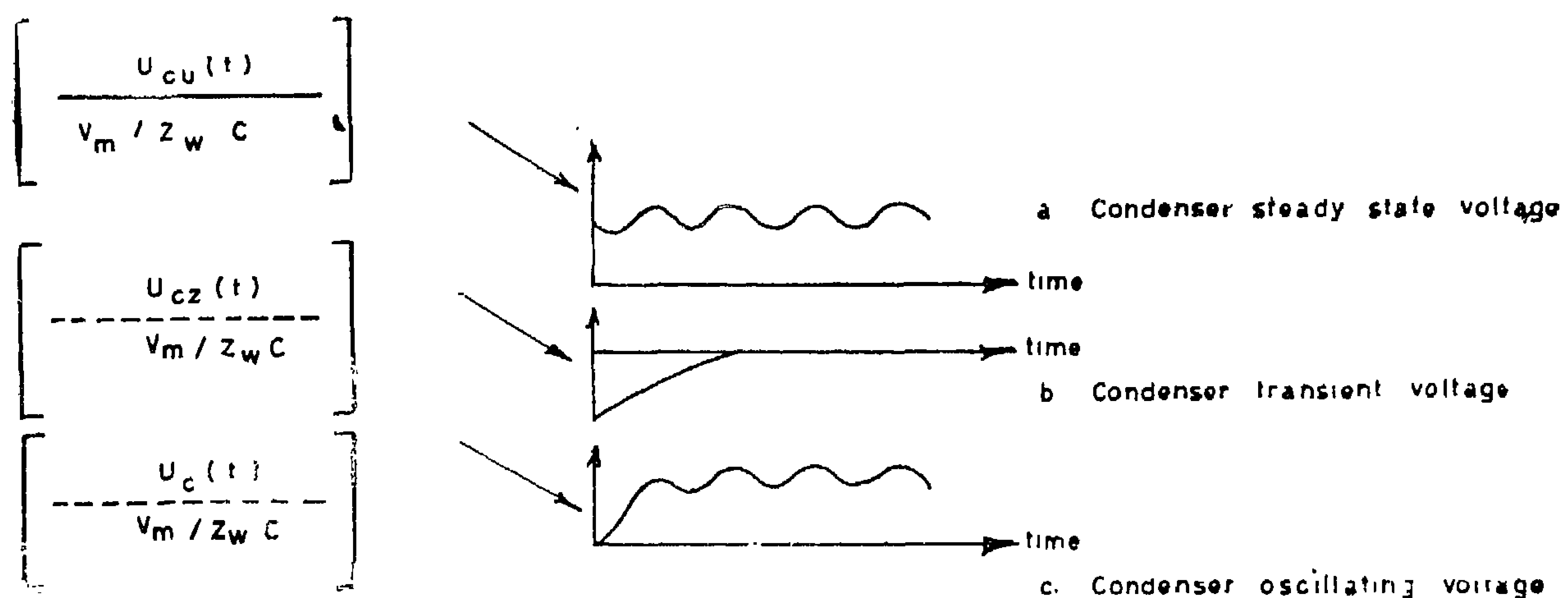


FIG. 8_ VOLTAGE_TIME DIAGRAMS OF CONDENSER VOLTAGE COMPONENTS IN A SERIES RC CIRCUIT FED BY A HALF WAVE RECTIFIER

To get the transient condenser voltage component reference is made to figure (8Ac).

The system equations in Laplace transformation are :—

$$[\ R_e + (1/pC_e)\ ]\ \overline{I_z}(p) + U_{cz}(O) = O \quad (7)$$

$$U_{cz}(p) = (1/pC)\ \overline{I_z}(p) + U_{cz}(O) \quad (8)$$

The transient voltage is therefore ;

$$U_{cz}(p) = U_{cz}(O) \frac{pR_e C_e}{p.R_e C_e + 1} = U_{cz}(O)\ e^{-(t/R_e C_e)}$$

but

$U_{cz}(O) = - U_{cu}(O) =$

$$= - \frac{V_m}{ZwC_e} \cos \phi \left[\frac{1 + e^{-(T/2R_e C_e)}}{1 - e^{-T/2R_e C_e)}} \right] \quad (9)$$

$U(O) = U_{cu_{ii}}(O) = U_{cu_a}\, a(O)$ generally written as $U_{cu}(O)$ for any k th cycle.

As shown in figure (7) the rectified output voltage wave form applied to the R C equivalent circuit may be expressed mathematically in the form :

i —$V_m \sin wt$ between $O \angle t \angle (1/2)T$,
$T \angle t \angle (3/2P)T$,...etc.

where
$wt = 2\Pi$

ii — O between $(1/2)\,T \angle t \angle T$,
$(3/2)\,T \angle t \angle 2T$,...etc

To determine the oscillatory condenser voltage in the R C series circuit of figure (6) the principle stating that a circuit with zero e.m.f. is equivalent to one in which two e.m.fs. are acting in opposition. Therefore figure 6 will be modified to be as shown in figure 6A.

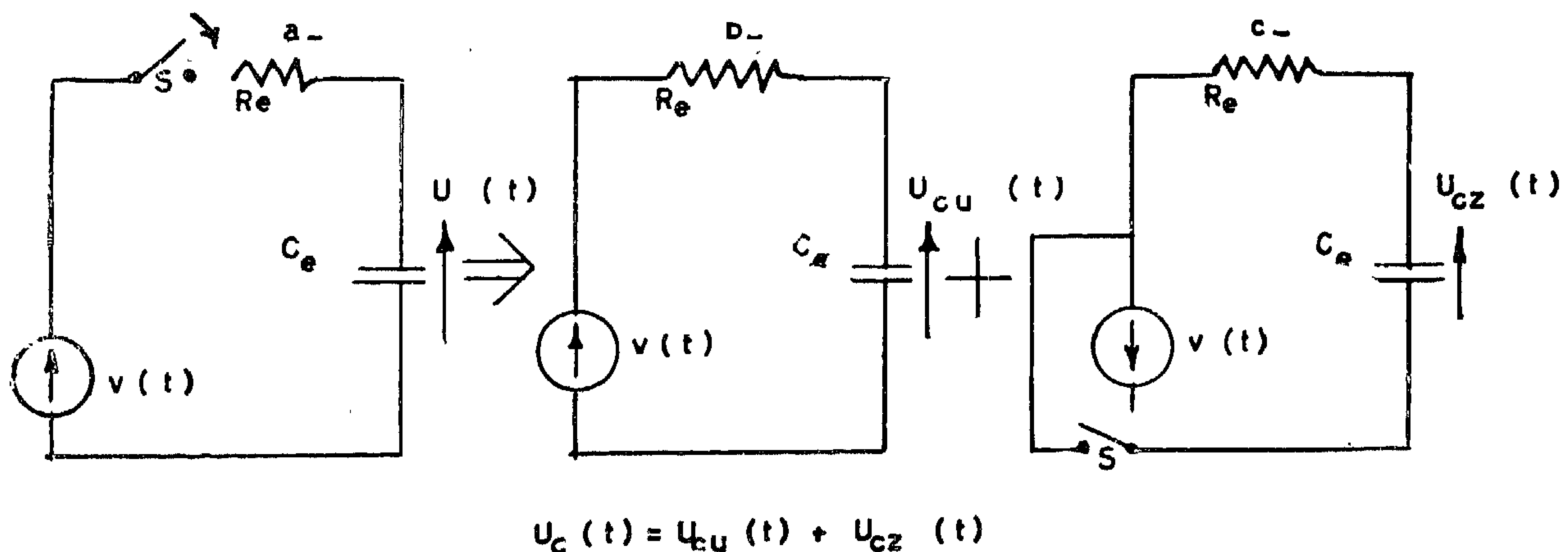


FIG. 8 A

$U_c(t) = U_{cu}(t) + U_{cz}(t)$

To get the steady state condense s]-oltage component reference is made to figure (8Ab). The differential equations governing this circuit. is given in the Laplace transformation as :—

$$[\, R_e + (1/pC_e)\,]\,\overline{I}_u(p) + jU_{cu}(O) = \overline{V}(p) \quad \text{.........(1)}$$

Where

$U_{cu}(O)$ is the condenser voltage when the tube starts to conduct, in the positive part of the second (or any subsequent) a.c. cycle.

The condenser voltage at any time is given by :—

$$U_{cu}(t) = (1/C_e) \int_0^t i(\tau)\, d\tau + U_{cu}(O) \quad \text{.........(2)}$$

From equations (1) and (2) we get ;
steady state condenser voltage component ;

$$U_{cu}(t) = -(V_m/ZWC_e)\,[\cos(wt+\phi) - \cos\phi\, e^{-(t/R_e C_e)}] + U_{cu}(O)\, e^{-(t/R_e C_c)} \quad \text{.........(3)}$$

where

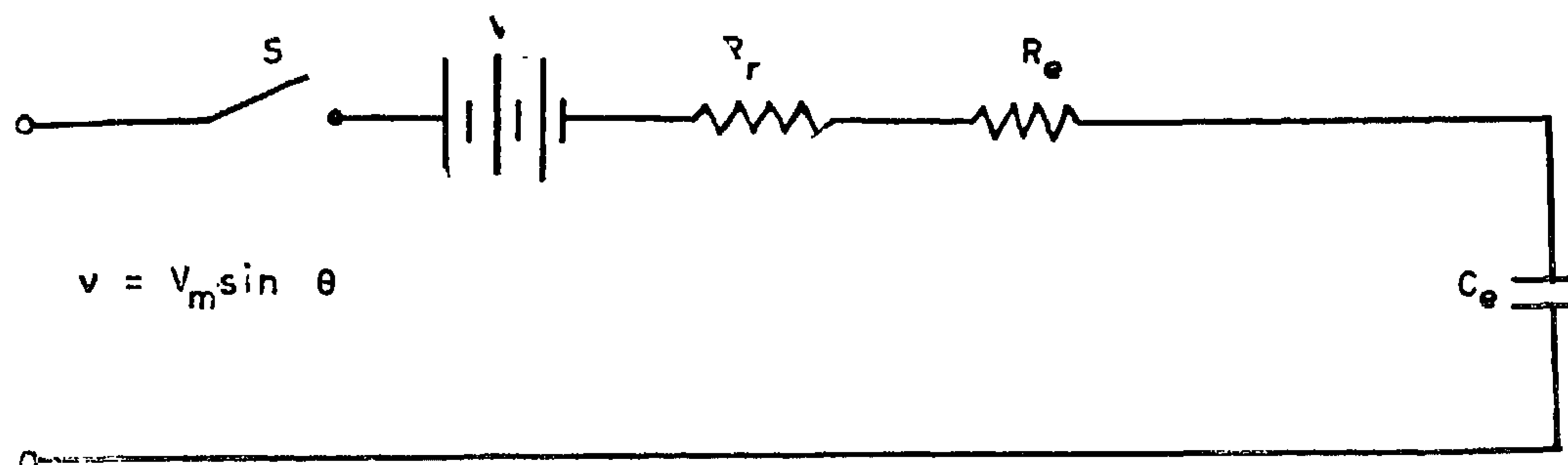


FIG 5 _ EQUIVALENT CIRCUIT

4. The capacitances in the circuit has zero power factor.
5. Waidelich (4) has shown that in most applications of diode rectifying circuits using mercury vapor tube (V/Vm) is very small and may be taken as zero with small loss in accuracy. Similarly for circuits with high vacuum tube (R_c /R_r) is large and may be assumed infinite.

Under these circumstances the equivalent circuit is as shown in figure 6.

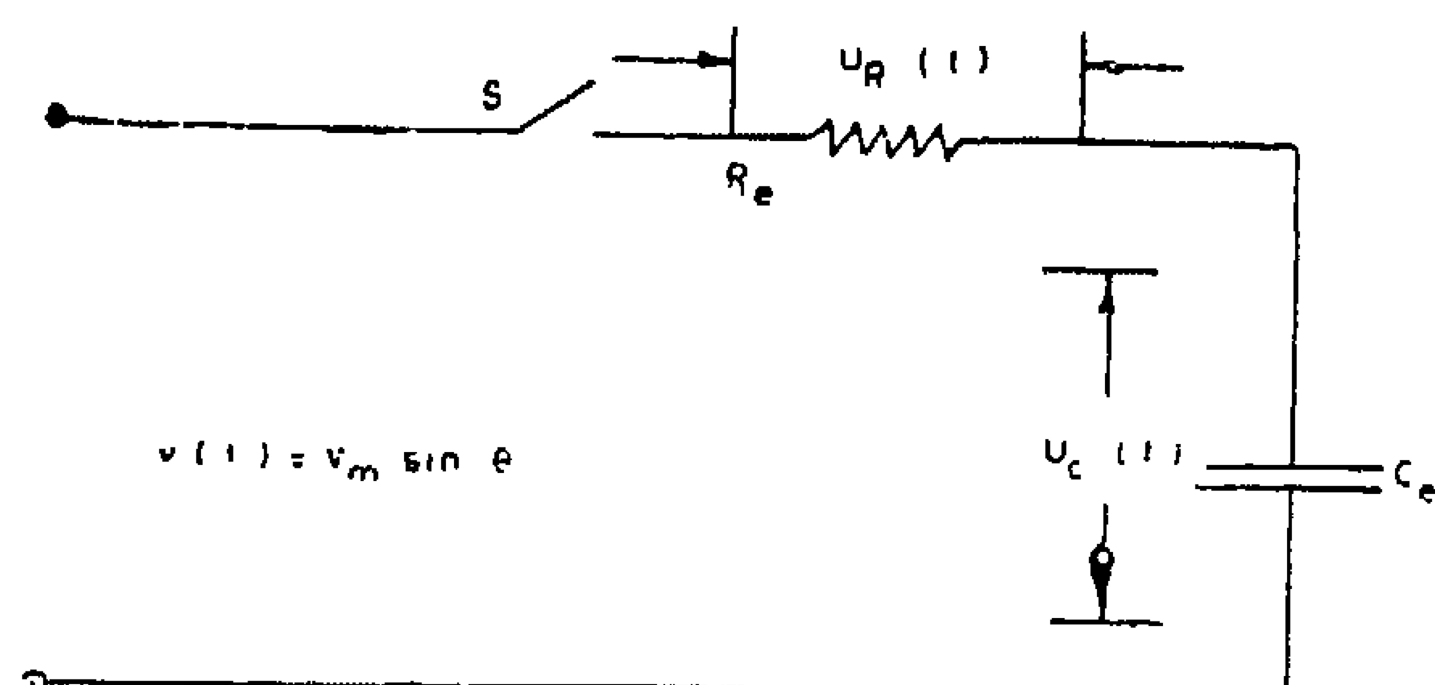


FIG 6_ SIMPLIFIED EQUIVALENT CIRCUIT

3.2—Evaluation of Capacitance Charging Time

The time required to charge the condensers to a certain predetermined value affects the design of surge generators components viz. resistances and condensers. This is also the case for other equipements which operate on charging and discharging of condensers.

Let us consider the circuit shown in figure 6. The current can flow in one direction because of the rectifier and during half of the a.c. cycle of the transformer secondary. There will be no current flowing unless the instantaneous a.c. voltage is higher than the voltage on the condenser ser, and when it is higher, the current which flows will be in direct proportion to the difference between the voltages. During nonconducting period of the rectifier the condenser voltage will be constant ; that is for example

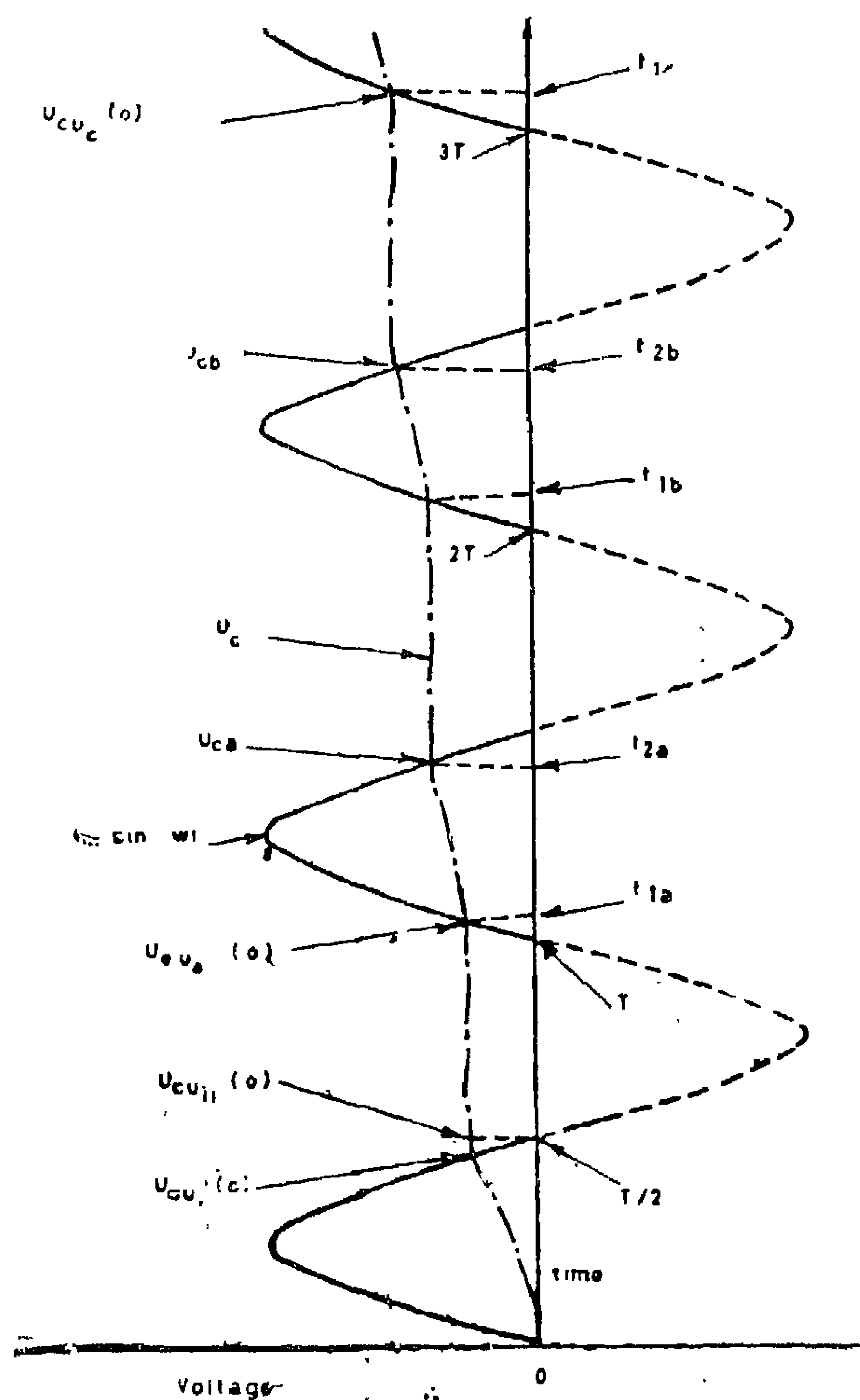


FIG 7 _ VOLTAGE . TIME DIAGRAMS

series and others in parallel with this combination. It will be noticed that in this circuit the positive side of the generator must be grounded.

Circuit (iv) is identical with circuit (iii) except that the earthing is different, and ithas the advantage that either the positive or the negative side of the generator may be grounded.

3.—Charging Circuit Analysis

In most surge generators (1, 2, 3) circuit (ii) is used.. The produce higher voltages circuit (ii) is modified to form the multi-stage surge generator shown in figure 4.

3.1—Equivalent Circuit

Any type of charging circuits may be reduced to a simple series circuit (figure 5) which consists of a transformer secondary, a rectifier, a resistance, and a condenser. While a mercury vapor rectifier tube is conducting, the voltage drop across the tube is almost constant and may be indicated in an equivalent circuit by a battery voltage V. It has been proved (4) that during the conduction period a thermionic vacuum tube rectifier may be considered as either a constant resistance R_r or a constant resistance R_r plus a constant voltage drop V. The resulting equivalent circuit is given in figure 5, where $v = V_m \operatorname{Sin} \Theta$ is the alternating voltage applied V_m is the maximum value of this voltage, and $\Theta = wt$, where $w/2\Pi$ is the fraquency of the source and t is the time isn seconds. Switch S is closed is closed when the tube is conducting and is open when the tube is not conducting.

Several assumptions have been made to simplify the results derived, and these assumptions are :—

1. The secondary voltage of the transformer is sinusoidal ;
2. The leakage reactance and resistance of the transformer is zero ;
3. The tube resistance when non-conducting is infinite ;

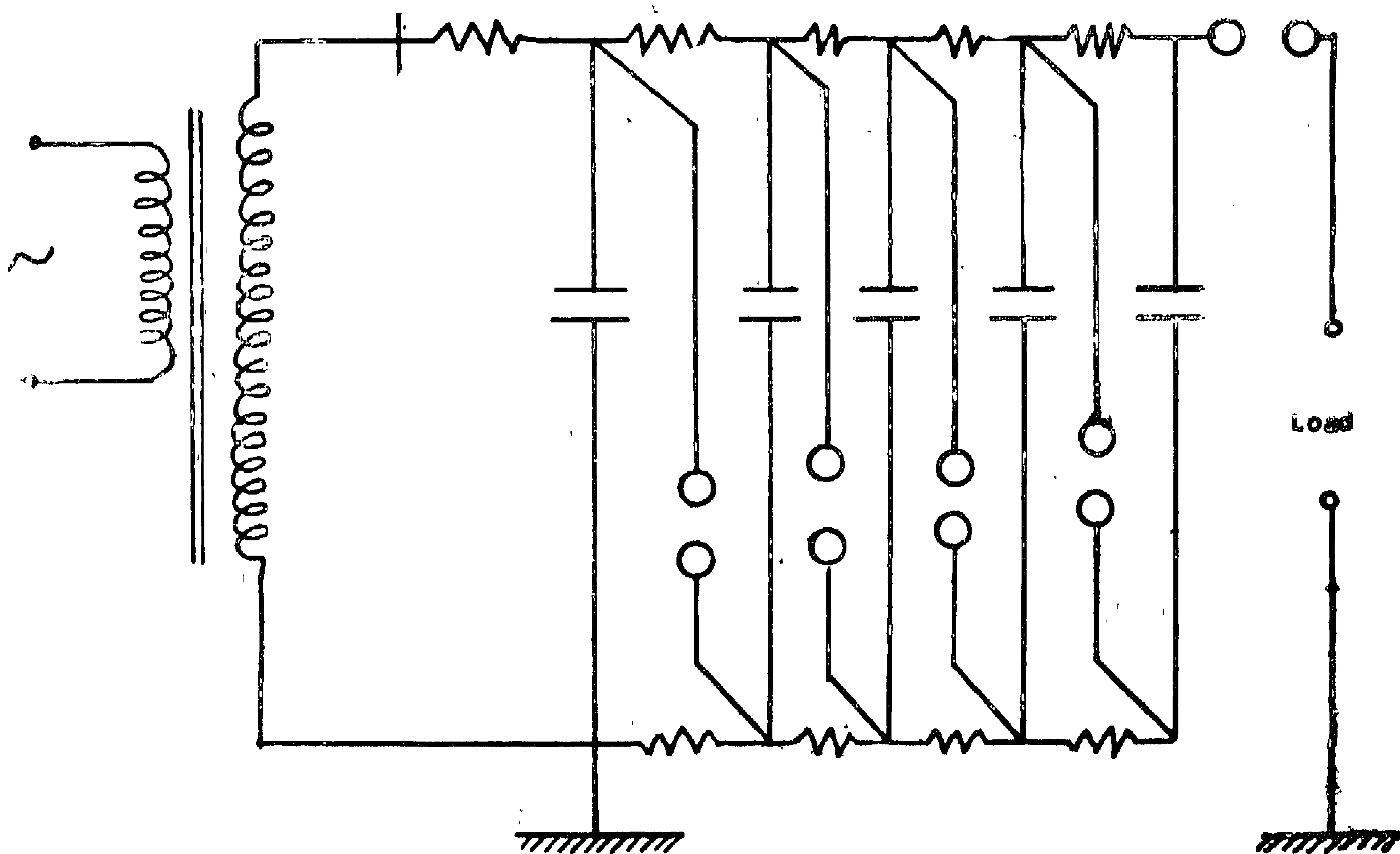


FIG. 4 - MULTISTAGE SURGE GENERATOR

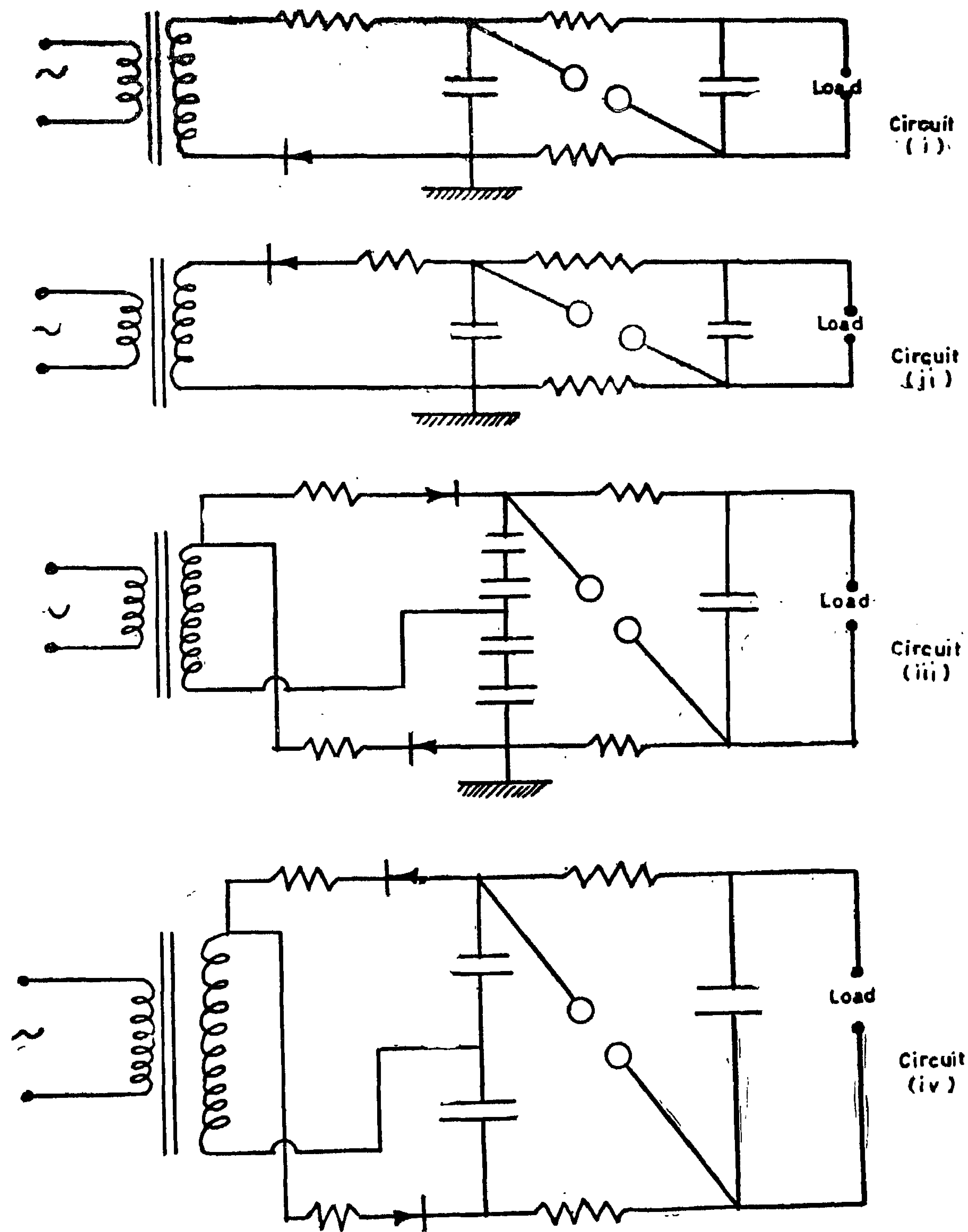


FIG. 3 – AVAILABLE CIRCUITS

The invention of the Marx circuit led to the design of most present surge generators. One of these circuits is shown in figure 2.

This circuit includes an A.C. supply, a transformer, a rectifier, a bank of condensers, and a number of sphere gaps,. The condensers are charged in parallel through an arrangement of high resistances, and when a high enough voltage is reached to break down the first gap, all of the gaps are broken, and the condensers are connected in series applying a high voltage to the specimen under tes. Two rectifiers are shown, to charge the generator faster. The reason for using several condensers in series in each unit of the generator is that low voltage condensers are less expensive and easier to replace. With this charging unit it will be noticed that the generator may be charged either positively or negatively with respect to ground. This circuit can generate as high as ten million volts.

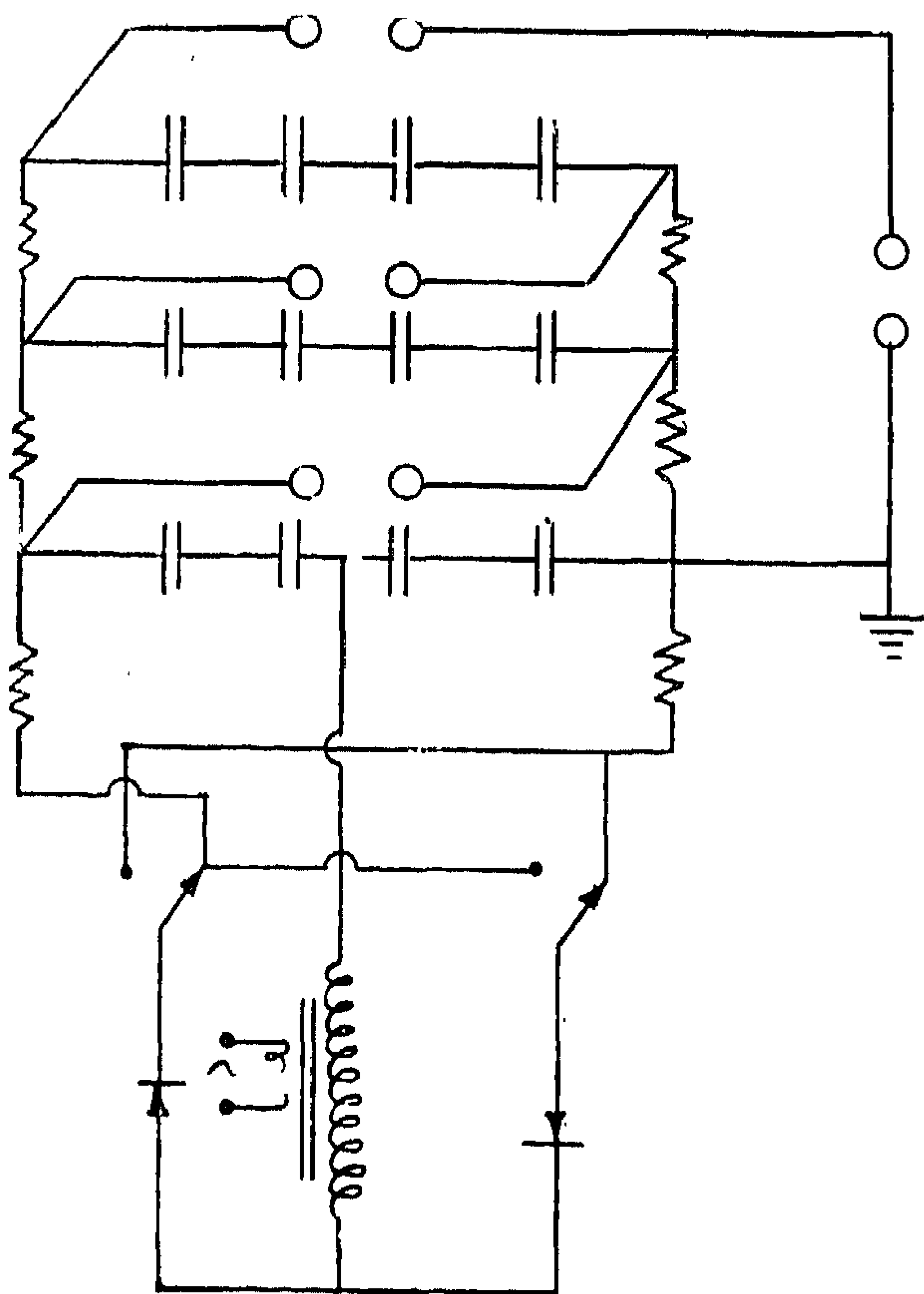


FIG 2 . PRESENT MARX CIRCUIT

2.2—**Rectifier H.V. Charging Circuits :**

In this study the conventional method of charging the condensers in parallel and discharging them in series is adopted. Several circuits for charging the condensers are in practical use, each requiring different ratings for transformers, condensers, and rectifier tube.

Four of the more likely circuits are shown in figure 3. Each circuit consists essentially of a high bvoltage supply, a rectifier tube, and a bank of condensers, with limiting resistors properly connected. In selecting the best circuit, insulation limitations had to be considered as well as current limitations.

Circuit (i) is a half wave rectifier circuit with the cathode of the rectifier grounded. It will be noticed that the maximum voltage obtainable on each condenser unit is less than the peak secondary voltage of the transformer. The maximum inverse voltage which will occur on the rectifier while the condensers are fully charged will be twice the transformer peak voltage, and since the rectifier cathode and the transformer primary are both grounded, it is clear that the insulation on the rectifier side of the high voltage winding will be stressed occassionally to twice the peak voltage. For a transformer of more than a few kilovolts secondary rating, this would be dangerous unless it were specially designed to stand it.

Circuit (ii) is essentially the same as circuit(i) except that one side of the transformer high voltage winding is grounded, and the rectifier cathode is not. In this circuit the inverse peak voltage applied to the tube is again twice the transformer peak voltage, but the transformer insulation is not stressed above its peak voltage.

Circuit (iii) is a voltage doubler circuit designed to charge the condensers to nearly three times the R M S secondary voltage of the transformer. It requires two half wave rectifiers which pass current during alternate halves of the cycle, charging two condensers in

ANALYSIS OF CAPACITIVELY LOADED H.V. DIODE RECTIFYING POWER CIRCUITS

(WITH PARTICULAR REFERENCE TO SURGE GENERATORS)

By

Dr. M.A. SHIMY MANSOUR

Lecturer in electrical Engineering, (Cairo University, Giza)

SUMMARY

In the design of equipments which operate on the principle of charging condensers (through rectifier circuits) and then discharging them through a certain load, one of the requirements is to fix the time for condensers charging to a certain voltage or it may be required to estimate the most reasonable value of the equivalent RC of the charging circuit for a specified charging time and condenser voltage. Condenser charging current depends on the difference between the instantaneous applied voltage and condenser voltage. Since the expression for this difference is not simple, the determination of the charging time is tedious. In this paper a method is developed to overcome this difficulty. The proposed method leads to a simple expression plotted as a practical curve. By simply using this curve a designer can accurately and quickly determine any of the above requirements.

1.—INTRODUCTION :

In surge generators, capacitor discharge stud welding systems, production of high energy charged particles or X-ray quanta equipements, biological science equipments, ... etc., the principle of charging a bank of capacitors and discharging them in a certain load is put to practical use. The charging is carried through a rectifier circuit. It is the purpose of this study to analyse the circuits of one of these equipements (e.g. the surge generator) and develop the necessary equations leading to quick and accurate estimations of the different variables affecting the charging of the condensers in such circuits.

2.—Circuit General Arrangement

2.1—Development of the multi-stage surge generator circuit :

A simple circuit of a surge generator, which includes a rectifier tube, is shown in figure 1. the limiting factor in this circuit, was the ability of the rectifier to with stand high inverse peak voltages, and it was used only as high as 500 KV.

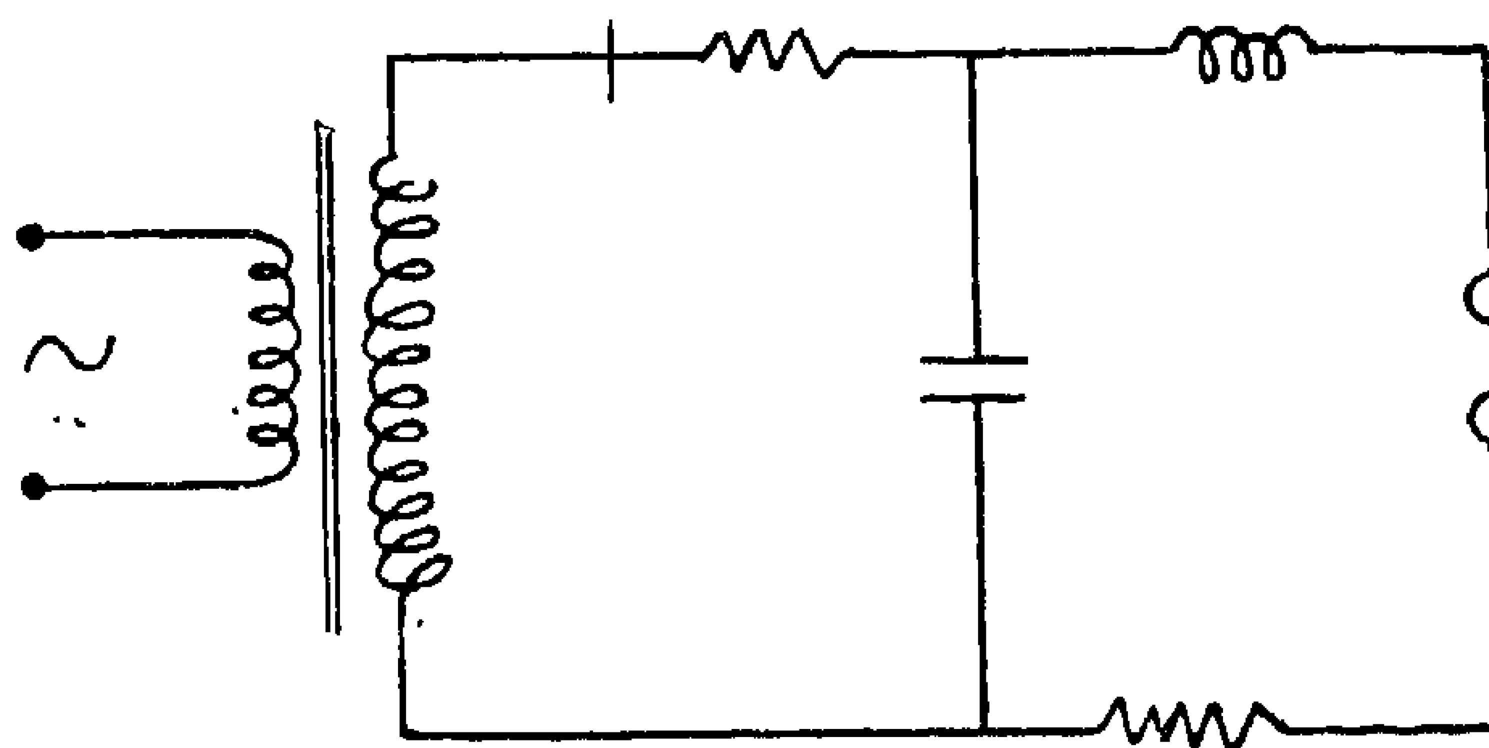


FIG 1. TRANSFORMER - RECTIFIER - CAPACITOR TYPE

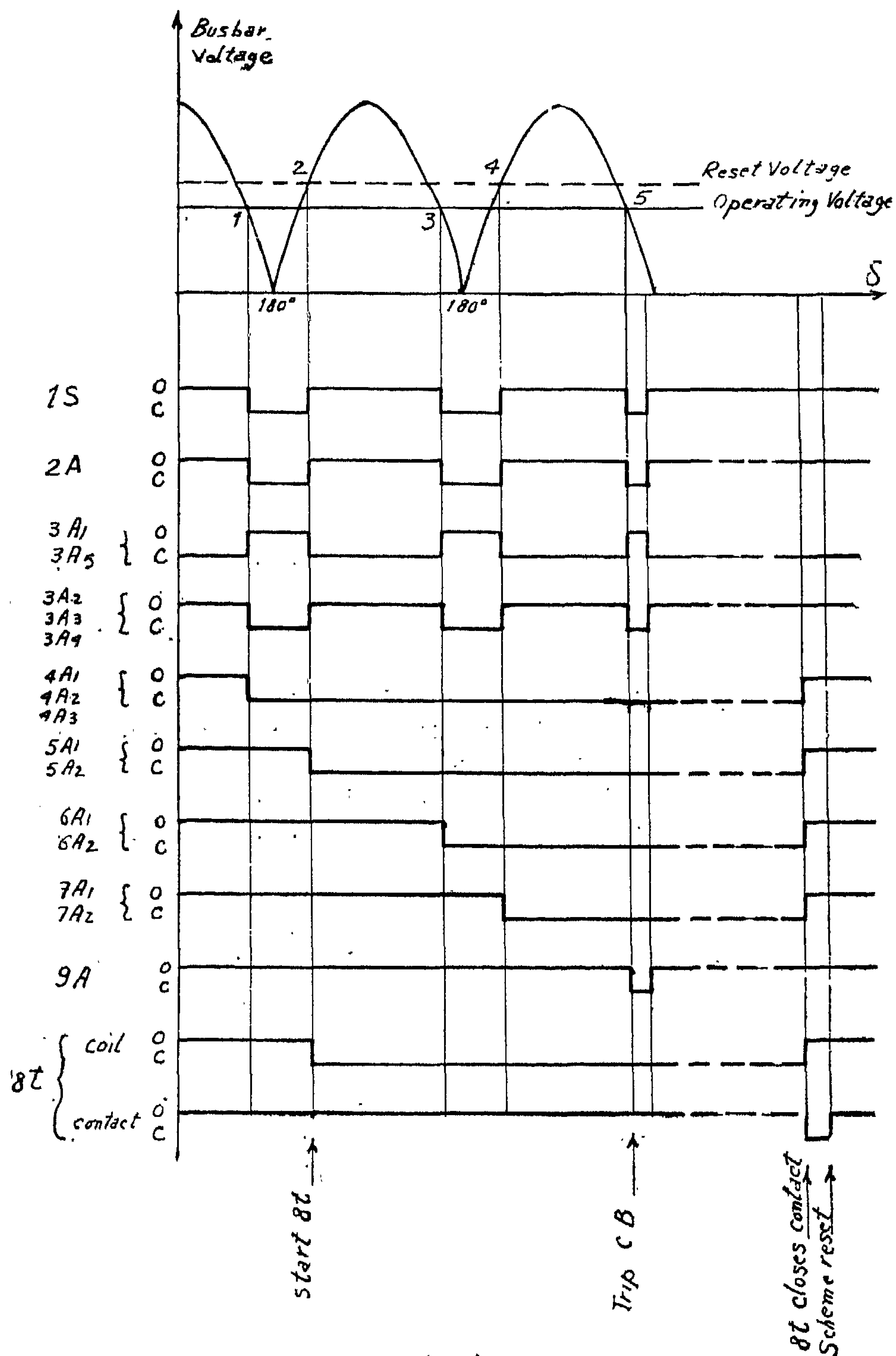


Fig (3)
Action of dividing protection during Swinging

—oOo—

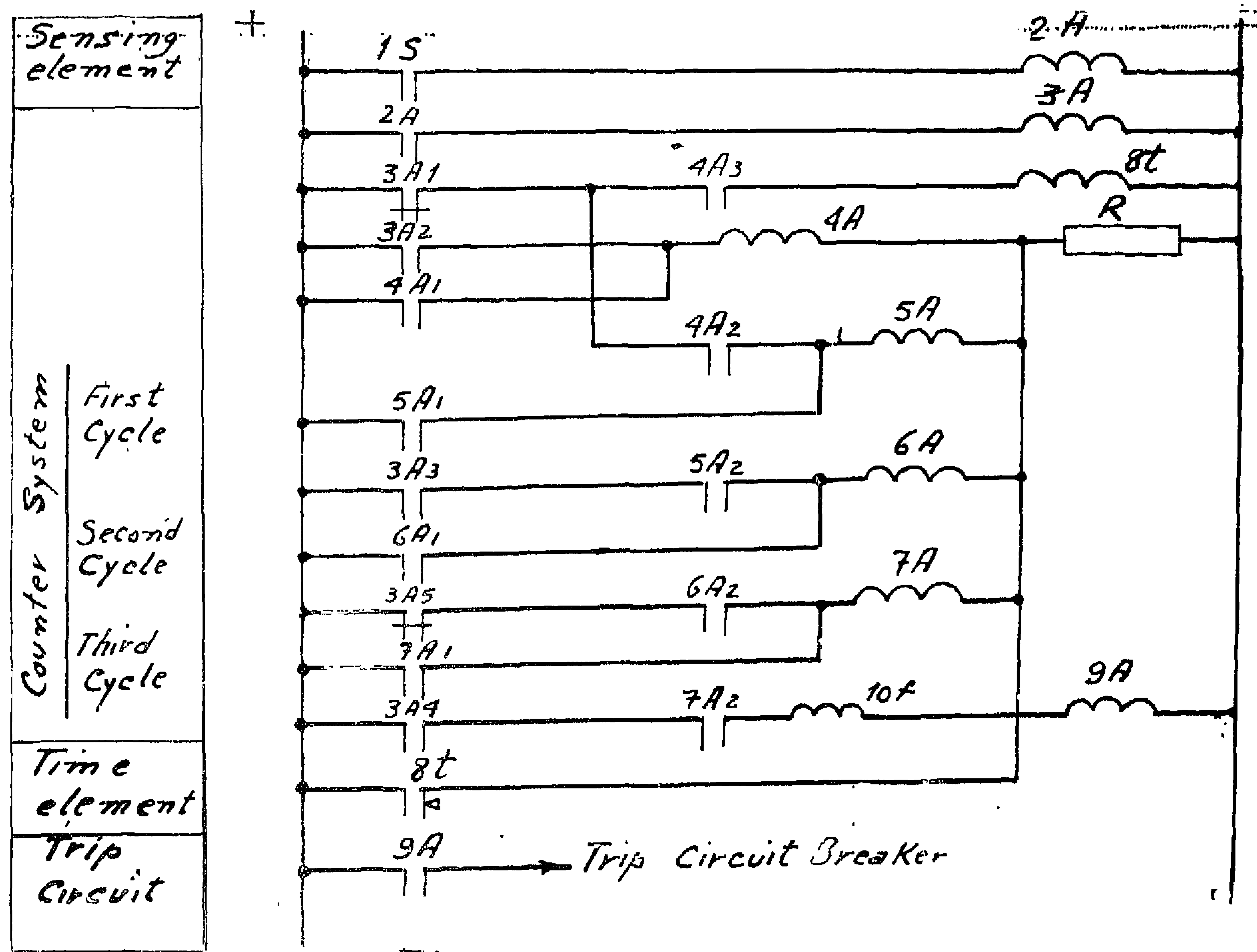


Fig 2

Developed Connection Diagram of the Dividing Protection

At the beginning all the contacts of the relays are in position "O", except $3A_1$ and $3A_5$, which are in position "C".

The sensing relay 1 S closes its contact at points 1, 3 and 5 (operating voltage of 1 S), while resets and opens its contacts at points 2 and 4 (reset voltage of 1 S). The mutual action of the relays can be understood from fig. 2 and fig. 3.

If three swinging cycles appear before the time relay 8t closes i.e. if the relays 5A, 6A and 7A operate through an interval of time less than 2 sec. (the time setting of 8t), the circuit breaker trips by relay 9A. After the 2 seconds pass relay 8t closes its contact and shunts the coils of the auxiliary relays 7A, 6A, 5A, and 4A (fig. 2). Therefore the scheme resets, i.e. returns back to its initial position (fig. 3).

From above it is clear that when time relay 8t closes its contact, the whole scheme resets to its initial position. If during the 2 seconds only two swinging cycles occur, relays 5A and 6A will operate, but 7A will not function (it operates only at point 4). Before the appearance of the third cycle relay 8t operates and resets the scheme to its initial position, and therefore the circuit breaker will not be tripped.

Bibliography

1. Kimbark, Power System Stability, John Wiley, 1958.
2. Soloviov I.I. Automation of Power Systems, Gosenergoizdat, 1956 (in Russian).

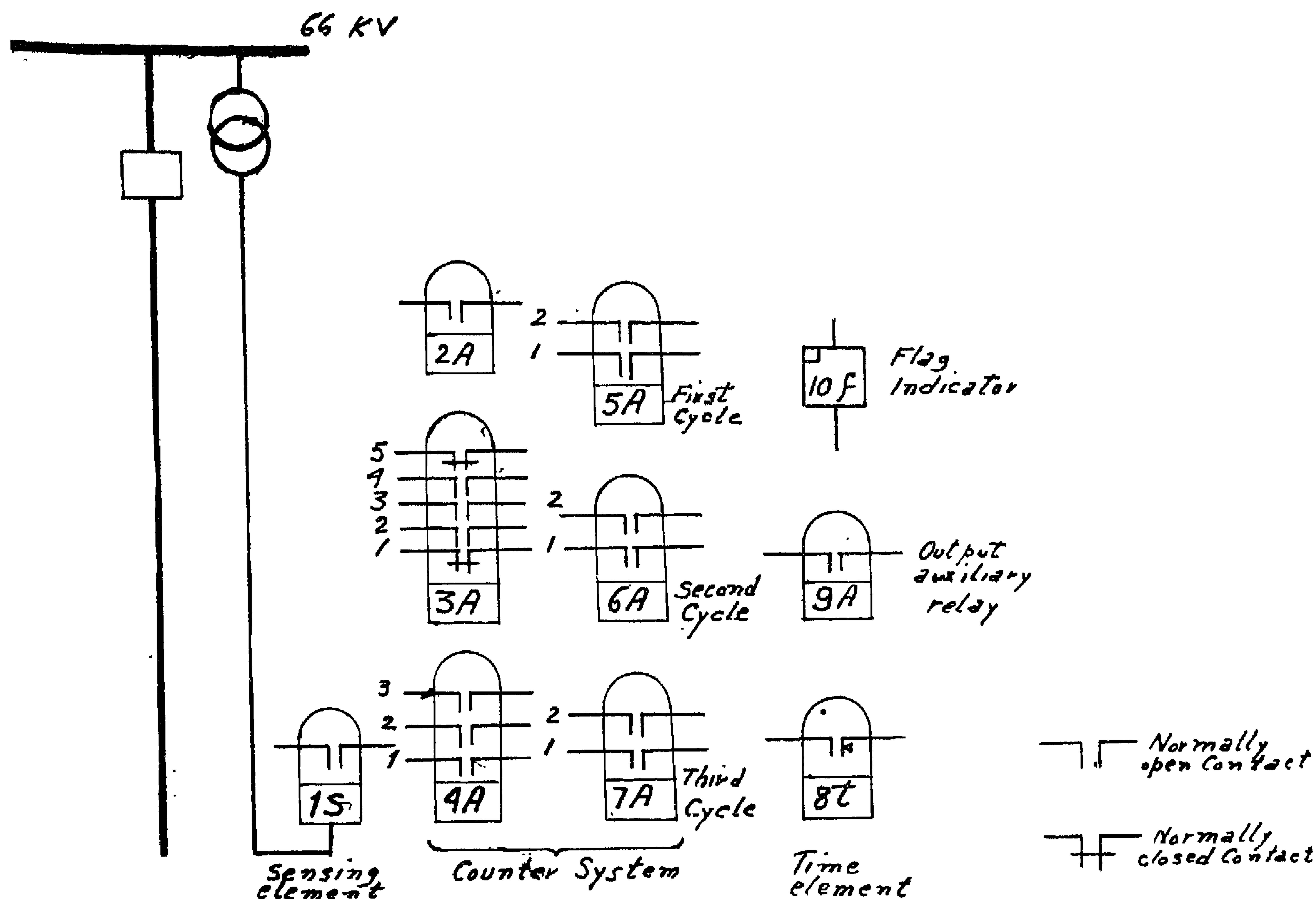


Fig. 1
Elements of the Dividing Protection Scheme

2. Division of the power system when the angle δ reaches a certain value.

The scheme proposed for our system and discussed in this article belongs to the first group. The scheme operates if during 2 sec. at least three swinging cycles take place. The scheme can, of course, be modified to act at any desired number of swinging cycles and any interval of time.

The dividing protection scheme may be considered as consisting of a sensing (starting) element, a counter system and a time element.

The sensing element detects the occurence of swinging. A minimum voltage relay or the starting element of the impedance relay of the line can be used as the sensing element of the dividing protection scheme. The sensing element is represented in fig. 1 by relay 1 S.

The counter system consists of a group of auxiliary relays 2 A, 3 A, 4 A, 5 A, 6 A and 7 A (fig. 1). Relay 8t is the time element of the scheme. Relay 9 A and 10 f are respectively the output auxiliary relay and the flag indicator in the tripping circuit of the circuit breaker.

The relays are connected to each other in the manner shown in the developed diagram, fig. 2. The positions of the contacts of the different relays at different instants during swinging cycles are shown in fig. 3. The positions "O" and "C" of the contacts (fig. 3) mean "open" and "closed" respectively.

A SCHEME FOR POWER SYSTEM DIVISION DURING SWINGING

By

Dr. M. HEGAZY[o]

The phenomena of swinging in power systems occurs due to disturbance of power balance consequent to the delay in tripping of a short circuit or sudden drop of the generated power. The swinging is characterized by the appearance of equalizing currents of pulsating nature. These currents reach their maximum value at an angle $\delta = 180^{0}$ between the e.m.f.s. of the two swinging parts of the system(1).

The maximum possible swinging current is determined by about double the e.m.f. value of the system. Therefore the swinging current can reach a value even higher than the three-phase short circuit current.

The voltage of the system during swinging also fluctuates. The most severe drop of the voltage occurs at points so-called "the electrical centres" of the system(1).

For a given point in the system the time between two successive minimum values of the voltage is termed "the swinging period". The duration of the swinging cycle is practically in the range of 0.15 to 3 sec. (lower values correspond to probable fall out of step).

Swinging phenomena are similar to three phase short circuit in that the current rises and the voltage drops in different points of the system. All the consequences of short circuit are therefore probable to occur, e.g. damage of equipment due to excessive thermal and mechanical stresses, loss of system stability, impremissible drop of voltage at consumers premises etc. So it is advisable to divide the power system into separate synchronous systems in such a way that resynchronization of the divided system becomes easier.

Experience of power systems shows (2) that stability could be maintained even if the angle difference δ reaches about 100°, as resynchronization is probable to take place. But practically no such possibility is expected when δ reaches 120-140°.

Swinging may occur in the 66kV tie lines Abou Zaabal — Talkha and Shoubra — Tanta when the 500 kV Aswan-Cairo line trips. The analyses carried out allow to propose the installation of "dividing protection" at Shoubra and Zagazig substations, which are the nearest substations to the electrical centres.

There are various practical principles of operation of the dividing protection devices. They could, however, be classified into two main groups :

1. Division of the power system after a certain number of swinging cycles.

(o) *Head of the protection section, Electricity General Corporation.*

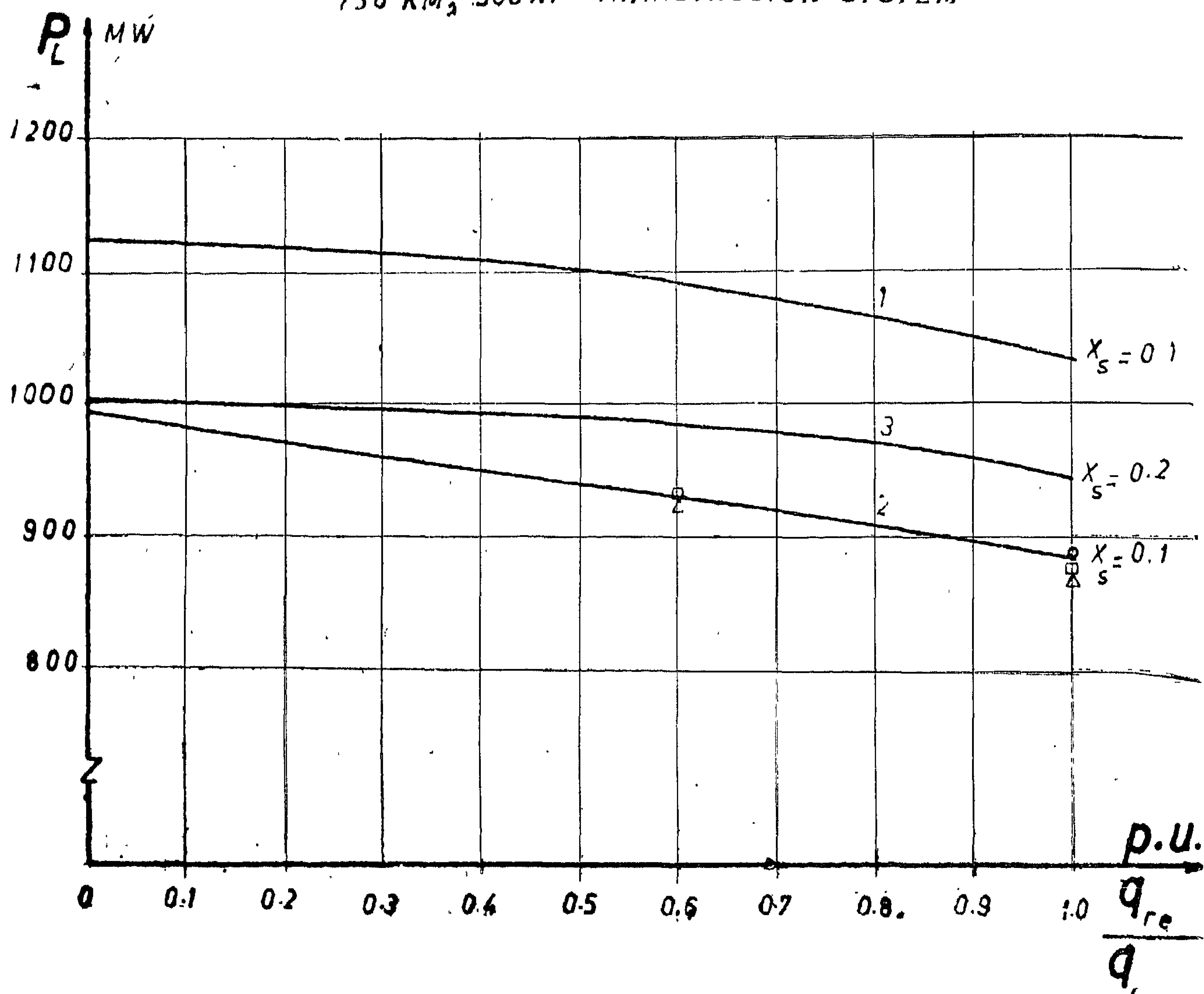


Fig . 3. *Effect of uniform shunt reætor compensation.*

P_o = 500 *MW*, $V_{50} = V_r$ = 500 *KV Curves* 1.3 *For ideal line Curve* 2— *with losses.* o5 *shunt reactors at* 150,300,450,600 *and* 750 *Km From receiving and* □4 *shunt reactors at* 75,225,375 *and* 675 *Km from receiving end.*

△ 3 *shunt reactars at* 125,375 *aud* 600 *Km from receiving end.*

———ooo———

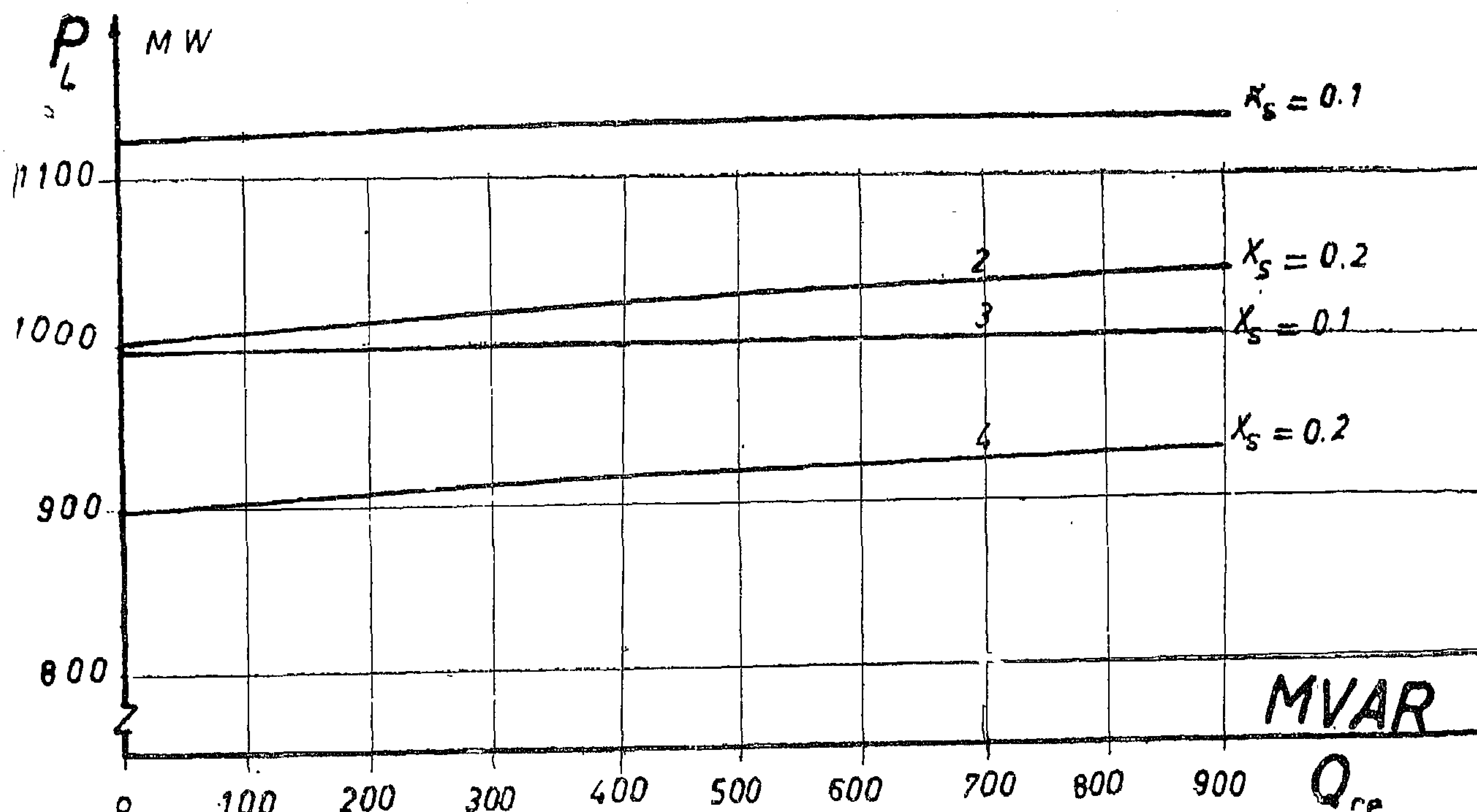


Fig. 2. *Effect of permanent shunt reactor at sending end* P_0 = 500 *MW*, V_{so} = V_r = 500*KV*. *Curves I*, 2 *For ideal line*, *Curves* 2,4- *with losses.*

have almost the same effect as uniformly distributed reactors along line. Further it is shown that the effect of compensation is sensitive to the value of equivalent reactance of the sending station. Finally it is found that the system losses decrease the steady state limit by about 10% in the system investigated.

BIBLIOGRAPHY

1. Rizk F.A.M., El-Shair H.M.
Voltage Distribution along High Voltage Transmission Lines compensated by Shunt Reactors. Same issue of this Journal.
2. Rizk F.A.M., El-Shair H.M.
Power Frequency Overvoltages on Long Overhead Transmission Lines with Special Reference to the Aswan-Cairo 500 kV Transmission System. Cigre (1966), Report No. 412.
3. Bruke E.S. and Others
Long A.C. Transmission Lines USSR Academy of Sciences, Moscow (1958)
4. Glavitsch H., Edlinger A., Ritter A. — The use of high voltage reactors for the compensation of Extra High Vlotege Transmission Lines. Cigre [1964], Report No. 402
5. Venikov V.A.
Electro-Mechanical Transients in Power Systems. Gosenergoizdat, Moscow (1958). (in Russian).
6. Venikov V.A. and Others.
Strong Action Voltage Regulator. Gosenergoizdat, Moscow (1963). (in Russian).

$$K = 1 + \frac{Q_{re}}{P_{sc}} + \frac{\cot \gamma}{P_{sc}}$$

$$\delta_o = \sin^{-1} \left(\frac{P_o \sin \gamma l}{V_r \; V_{so}} \right)$$

P_o is the initially transmitted power.

Calculations according to expressions (1) and (2) are illustrated in Fig. 2.

It is shown that the steady state stability limit increases steadily with reactive power compensation within the range investigated. It may also be noticed that the effect of shunt compensation is more appreciable the greater the effective reactance of the sending station. As previously mentioned, by using a strong type voltage regulator, the effective reactance of the sending station is reduced. Fig. 2 also shows that the system losses decrease the steady state stability limit by about 10%.

For uniformly distributed shunt reactor compensation amounting to q_{re} MVAR/km for a lossless transmission line, the authors deduced the following formula for the transmission power limit :

$$P_L = \frac{\mu \, P_{sc} V_r \, | E_s |}{P_{sc} \sin \mu \gamma l + \mu \cos \mu \gamma l} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (3)$$

where $\mu = \sqrt{1 - \frac{q_{re}}{q_c}}$

q_c capacitive reactive power generation of the line MVAR/km

$$| E_s | = \sqrt{\left[K_u V_{so} \cos \delta_{ou} - \frac{\mu V_r}{P_{sc} \sin \mu \gamma l} \right]^2 + K_u^2 V_{so}^2 \sin^2 \delta_{ou}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (4)$$

where $K_u = 1 + \frac{\mu \cot \mu \gamma l}{P_{sc}}$

and $\delta_{ou} = \sin^{-1} \left(\frac{P_o \sin \mu \gamma l}{\mu V_{so} V_r} \right)$

Fig. 3 shows the calculated steady state stability limit as a function of the reactive compensation qre/qc of a 750 km 500 kV T.L. It is seen that the power limit decreases with greater reactive power compensation. Moreover it is noticed that the power limit is decreased by about 10% due to system losses. Another conclusion is that suitably located shunt reactors have almost the same effect on stability limit as uniformly distributed compensation. This confirms the value of expression (3), here deduced for the first time, for the power limit on a uniformly compensated transmission line.

CONCLUSIONS

Shunt reactor compensation affects both the equivalent constants of the transmission system as well as the internal e.m.f. of synchronous generators necessary to maintain a prescribed initial voltage level. In this paper, new expressions were deduced for the steady state stability limit of a transmission system consisting of a a remote power station connected to a large power system through a long transmission line compensated with shunt reactors. Numerical computation as well as network analyser studies for a 500 kV, 750 km transmission line show that for a reactor connected to the sending bus-bar, the power limit generally increases for greater rating of the compensating reactor, within practical limits of compensation. For uniformly distributed compensating reactors on the other hand, it is shown that the power limit decreases for greater shunt compensation. It is moreover shown that suitably located reactors

For the system of Fig. 1a. and neglecting the system losses the authorss deduced the following expression of the transmission power limit :

$$P_{L2} = \frac{P_{sc}\ V_r\ |\ E_s\ |}{[P_{sc} + Q_{re}\ ]\sin\gamma l\ +\ \cos\gamma l} \quad \ldots \quad (1)$$

where

P_{sc} is a power amounting to $\frac{V^2_n}{X_s}$ in per unit of the natural power of the line $\frac{V^2_n}{Z_o}$

V_r receiving end voltage in per unit of the nominal system voltage V_n

Q_{re} rating of the compensating reactor in per unit.

γl the electrical length of the line in degrees.

$$|E_s| = \sqrt{\left[KV_{so}\cos\delta_o - \frac{V_r}{P_{sc}\ \sin\gamma l}\right]^2 + K^2\ V_{so}^2\ \sin^2\delta_o} \quad \ldots \quad (2)$$

is the e.m.f. behind transient reactance of the sending power station.

Here,

V_{so} is the initial magnitude of sending end voltage

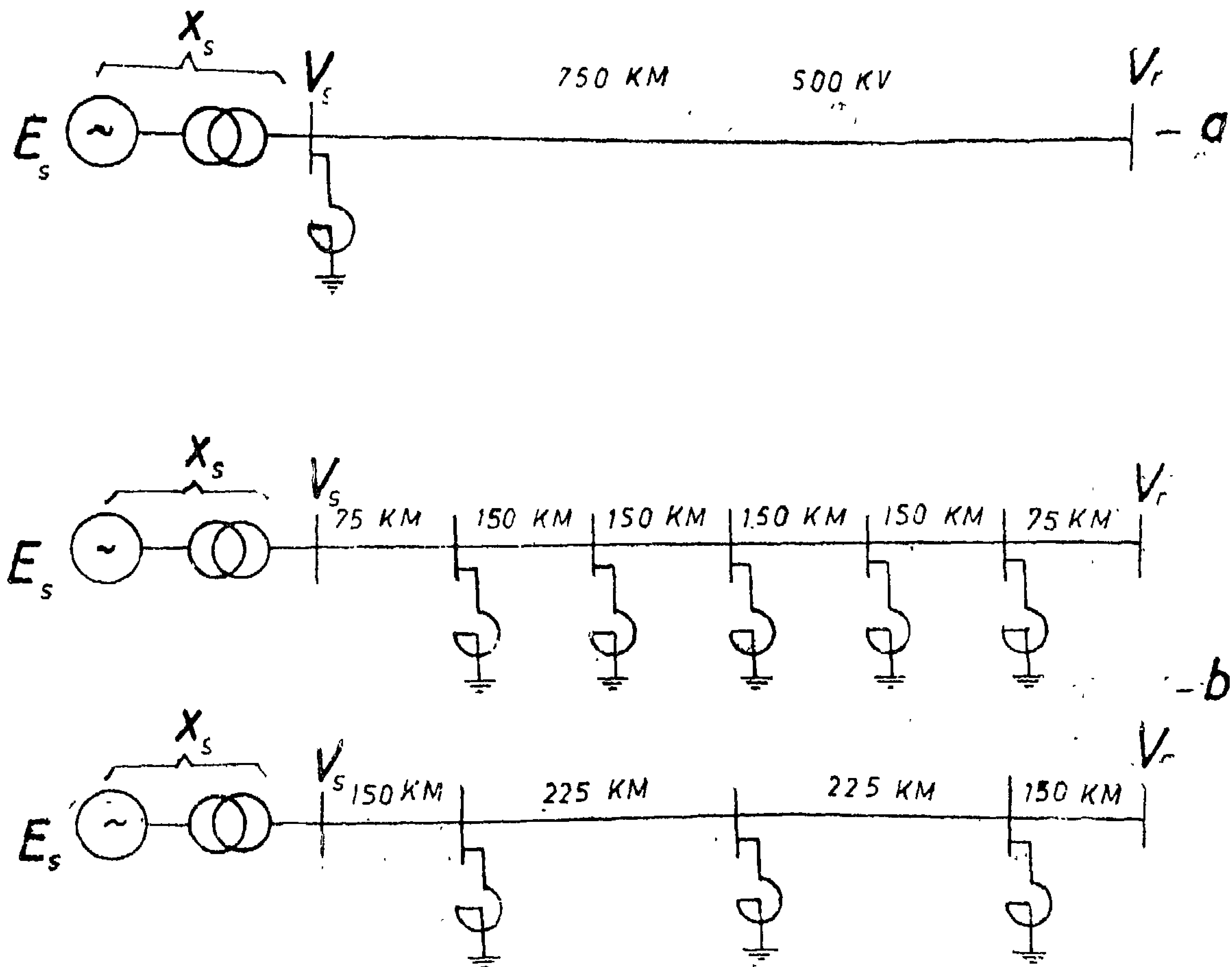


Fig. 1. System investigated

STEADY STATE STABILITY LIMIT OF TIGH VOLTAGE TRANSMISSION SYSTEMS :
EFFECT OF PERMANENTLY CONNECTED SHUNT REACTORS

By

Dr. FAROUK A.M. RIZK *and* **Dr. HAMDI M. EL-SHAIR(o)**

INTRODUCTION

Extra—High Voltage transmission lines generate considerable amounts of reactive power. A 500 kV line for example generates about 100 MVAR/100 km., while the corresponding length of a 750 kV line generates reactive power amounting to about 250 MVAR. For the requirements of voltage regulation[1], reactive power balance in the power system as well as limiting internal overvoltages [2] such lines are usually equipped with shunt reactors. It may turn out, both from technical and economic points of view, that some of the shunt reactors have to be permanently connected to the system while other reactors may be switched in and off according to the loading of the system. Although the effects of shunt reactors during light loading conditions have been rather extensively investigated [3], [4], little is known about their influence during heavy loading of the transmission system and in particular, on the steady state stability limit [5].

This paper therefore, deals with the effect of shunt reactors on steady state stability limit of high voltage transmission system.

SYSTEM INVESTIGATED

The system investigated is illustrated in Fig. 1. It consists of a remote power station connected to a large power system through a long transmission line. The steady state stability limit will be determined for the case of a shunt reactor connected to the bus-bar of the sending power station Fig. 1.a. as well as for reactors distributed among the intermediate sub and/or switching stations Fig. 1b. This last condition approaches the case of uniformly distributed shunt reactor compensation along the line as will be discussed later in the paper.

SYSTEM ANALYSIS

It is known that voltage regulators of synchronous generators have a considerable influence on stability limit [6]. Voltage regulators may be divided into two principal types : regulators sensitive to voltage and current deviations (proportional type) and those which respond moreover to the derivatives of those quantities (strong type).

A synchronous generator equipped with a proportional type regulator may be represented with fair accuracy by a constant e.m.f. Source behind the transient reactance $X'd$. With a strong type regulator on the other hand the generator approaches an ideal e.m.f. source with V_g const.

(o) *Dr. Farouk AboulMakarem Rizk and Dr. Hamdi Moustafa El-Shair are with Electricity General Corporation, Research and Studies Sector.*

For the special case $\mu = 1$ (uncompensated line):

$$X_m = \frac{1}{2\alpha} \tan^{-1} \frac{2Q_r}{V_r^2 - \frac{S_r^2}{V_r^2}} \quad \ldots \quad (10)$$

From expression(9) it may be seen that the location of the point of extreme voltage level is sensitive to the amount of reactive power at the receiving end. Fig. 3. illustrates the relation between X_m and Q_r for a lossless transmission line with a uniform shunt reactor compensation amounting to 60%. It is seen that as Q_r increases the point of max. voltage is gradually shifted towards the sending end.

In terms of the sending and receiving end voltages end transmission angle (transmitted power, Eqn (7)), the point of extreme voltage level, for a lossless, uniformly compensated line, is determined from the following expression deduced by the authors :

$$X_m = \frac{1}{2\alpha} \tan^{-1} \frac{[V_r V_s \cos\delta - \cos \mu\alpha l \, V_r^2] \sin \mu\alpha l}{[V_r V_s \cos\delta - \cos\mu\alpha l \, V_r^2]\cos\mu\alpha l + \frac{1}{2} [V_r^2 - V_s^2]} \quad \ldots \quad (11)$$

From (11) it is immediately realized that for equal sending and receiving end voltages the point of extreme voltage level is in the middle of the line independent of the transmitted power (cf. fig. 2).

CONCLUSIONS

In this paper new expressions for the voltage distribution and the location of points of extreme voltage level for a high voltage transmission line with uniformly distributed compensating shunt reactors have been deduced. From the above formulae and the numerical calculations for a 500 kV, 750 km transmission line it is shown that the voltage distribution and the location of the points of extreme voltage level are sensitive to the amount of transmitted reactive power and largely affected by shunt reactor compensation. It is also shown that at light loads the voltage distribution is very slightly affected by the line losses, so that, under those conditions, calculations with lossless line are valid with reasonable accuracy.

LITERATURE :

1. Rizk F.A.M., El-Shair H.M.
   Power Frequency Overvoltages on Long Overhead Transmission Lines with Special Reference to the Aswan — Cairo 500 kV Transmission System.
   Cigre' (1966), Report No. 412.
2. Lukashov E.S.
   Distribution of Voltage and Current Extremes on Long Transmission Lines.
   Transactions of the Energy Transport Institute, USSR Academy of Sciences, Syberia. (1960).

———ooo———

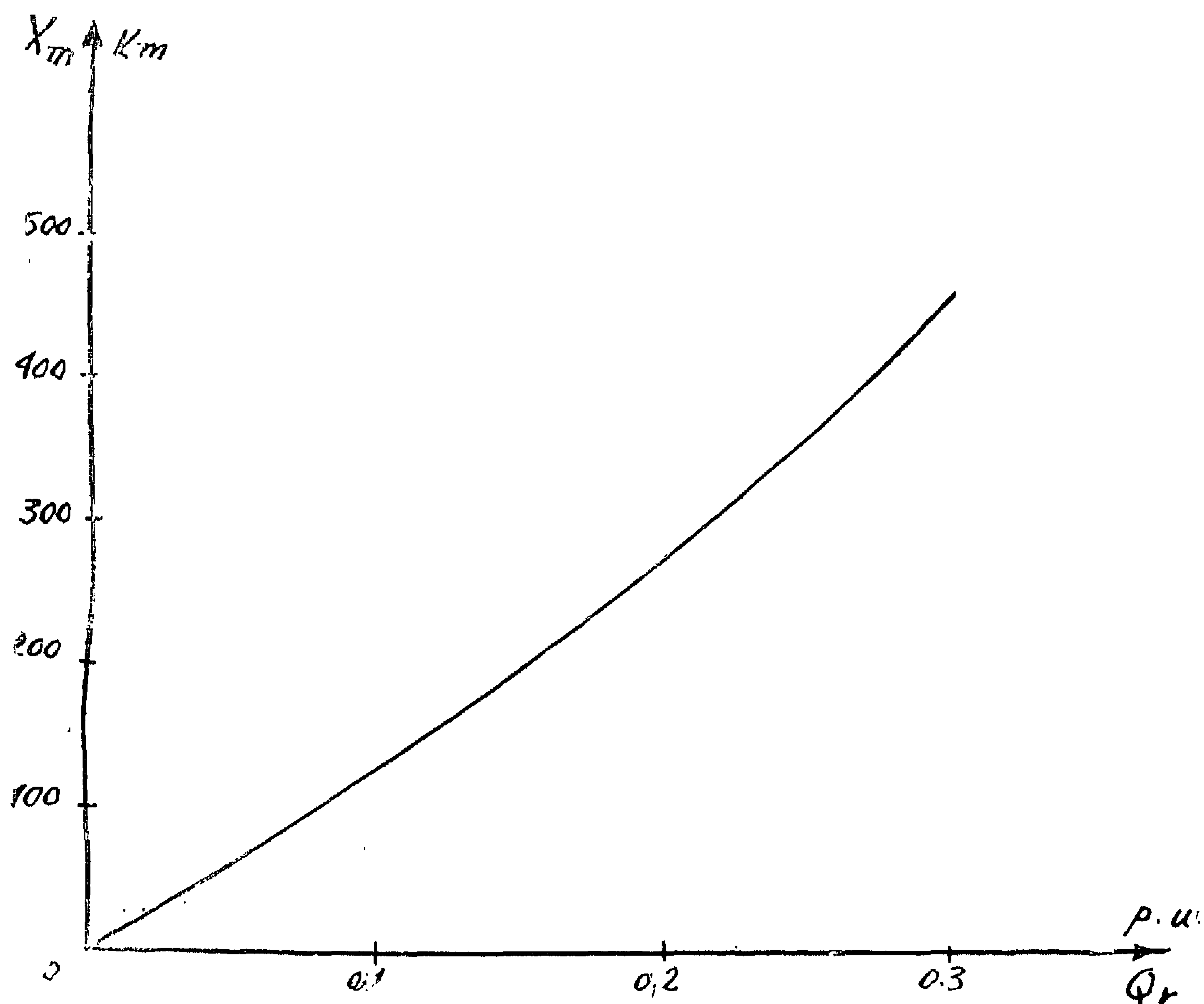


Fig. 3

Location of the point of extreme voltage Level
as a function of the received reactive power
$P_r = 0.2$ p.u. $V_r = 1.0$ p.u.
lossless Line , Shunt Compensation 60%

where

$$\tanh \varsigma = \frac{2\,(r_s P_r + X_s Q_r)}{\mu Z_s \left(V_r^2 + \dfrac{S_r^2}{\mu^2 V_r^2}\right)} \qquad \text{and} \qquad \tan \eta = \frac{2\,(X_s P_r - r_s Q_r)}{\mu Z_s \left(V_r^2 - \dfrac{S_r^2}{\mu^2 V_r^2}\right)}$$

A similar expression, for the special case $\mu = 1$, has been recently deduced by lukashov[2]

For a lossless line equation (7) reduces to

$$X_m = \frac{1}{2\mu\alpha} \tan^{-1} \frac{2Q_r}{\mu V_r^2 - \dfrac{S_r^2}{\mu V_r^2}} \qquad \cdots \quad (9)$$

It is interesting to note that when transmitting 500 MW the voltage level along the line is almost constant and approximately equals the nominal system voltage. This is explained by the fact the shunt reactor compensation increased the surge impedance (Eqn 1) and hence the natural power was lowered for that line from 900 MW for the uncompensated line to 575 MW. For the special case of an uncompensated line equation(5) is modified by putting $\mu = 1$ to get the voltage distribution.

Fig. (2b) shows the voltage distribution along an uncompensated 750 km, 500 kV line for different values of the transmitted power. By comparison with fig. (2a) it is realised that shunt reactor compensation effectively limits the extreme voltage amplitudes.

It is moreover noticed that for light loading conditions the effect of line losses on the max. voltage is veiry slight.

Another form of the voltage distribution is in terms of the sending and received end voltages and the transmitted power. Such a form, for a lossless line with uniform shunt reactor compensation has been deduced by the authors :

$$V_x = \sqrt{\left[\frac{\sin \mu\alpha l \cos\mu\alpha x - \sin\mu\alpha x \cos\mu\alpha l}{\sin\mu\alpha l} V_r + \frac{\sin\mu\alpha x}{\sin\mu\alpha l} \cos\delta \, . \, V_s\right]^2 + \left[\frac{\sin\mu\alpha x \sin\delta}{\sin\mu\alpha l} V_s\right]^2} \quad (6)$$

where δ is the angle between the sending and receiving end voltages (transmission angle)

$$\delta = \sin^{-1} \left(\frac{P_r \sin\mu\alpha l}{\mu V_r V_s}\right) \quad \ldots \quad (7)$$

The voltage distribution is more readily determined from expression(6) than from(5), because while the receiving end reactive power Q_r may vary in a wide range, the voltages V_r , V_s change within specified limits e.g. $\pm$ 5% for 500 kV lines.

EXTREME VOLTAGE CONDITIONS

For a uniformly compensated transmission line, the point X_m of extreme voltage level (max. at light loading and min. at heavy loading) is obtained from the following general condition deduced by the authors :

$$\beta \sinh(2\mu\beta X_m + \varsigma) = \alpha \sin(2\mu\alpha X_m + \eta) \quad \ldots \quad (8)$$

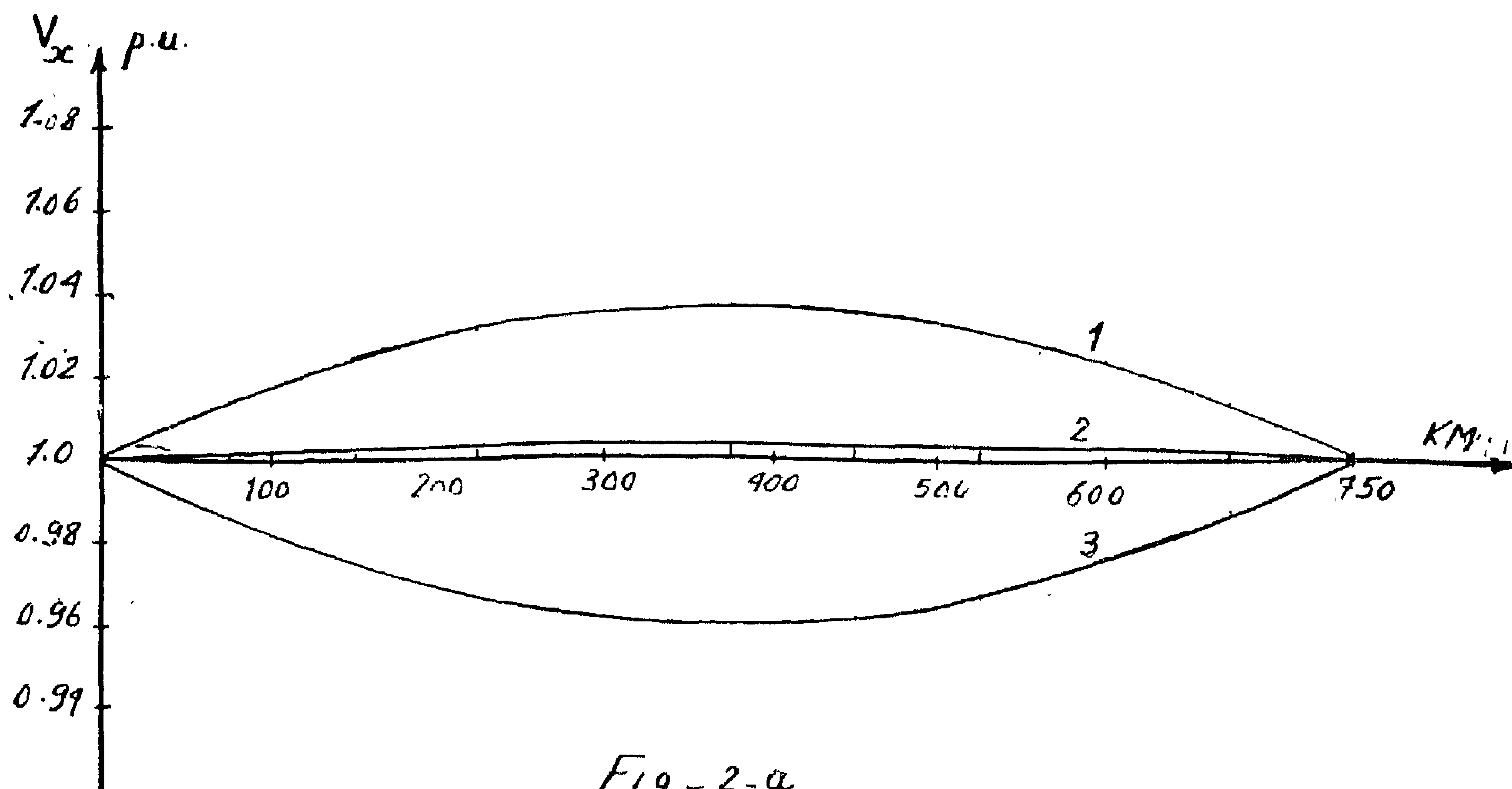


Fig - 2 - a

Voltage distribution along a shunt reactor compensated 500 K.V. line (degree of uniform compensation 60 %)

$P_r = 0$ 2 - P_r = 500 MW   3 - P_r = 750 MW

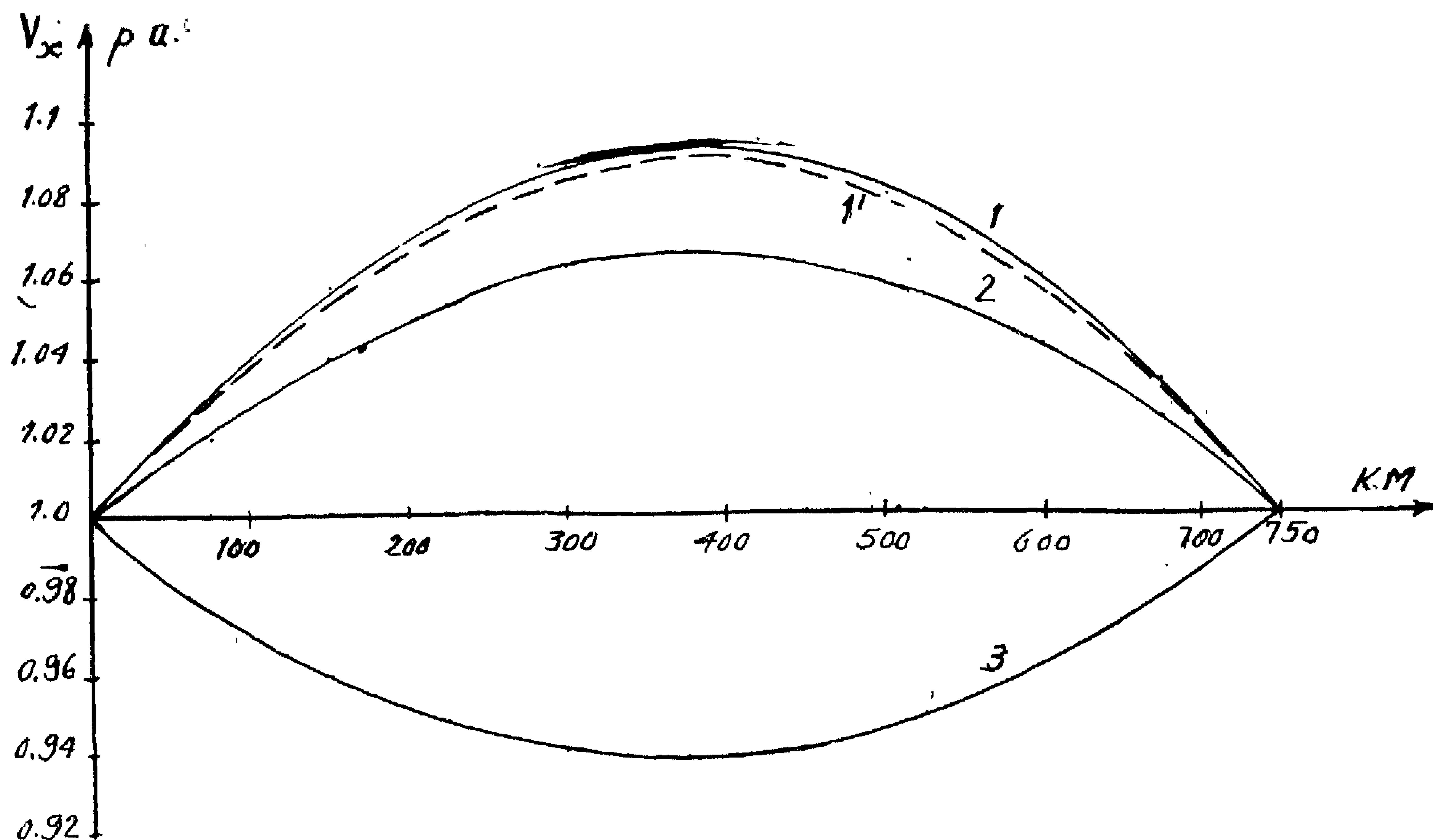


Fig. 2-b

Voltage distribution along an uncompensated 500 KV line

1 - $P_r = 0$ 2 - P_r = 500 MW   3 - P_r = 1000 MW

1' - $P_r = 0$ for lossless line

Let $Z_s = r_s + jx_s$ be the complex surge impedance of the line,

β the attenuation constant per unit length,

α the phase shift per unit length rad./km.

q_c the capacitive power generation at nominal voltage per unit len gth of the lin MVAR/km.

Now if the line is uniformly compensated by shunt reactors amounting to q_{re} MVAR/km (at nominal voltage) then, for the compensted line [1].

$$Z_{s.comp} = Z_s/\mu \quad \ldots \quad (1)$$

$$\beta_{comp} = \mu\beta \quad \ldots \quad (2)$$

and

$$\alpha_{comp} = \mu\alpha \quad \ldots \quad (3)$$

where

$$\mu = \sqrt{1 - \frac{q_{re}}{q_c}} \quad \ldots \quad (4)$$

From the familiar equations of long transmission lines it can be shown that the voltage V_x at any point of a uniformly compensated T.L situated X km from the receiving end is given by : ..

$$V_x = \sqrt{V_r^2 (\cos^2\mu\alpha x + \sinh^2\mu\beta x) + \frac{S_r^2}{\mu^2 V_r^2} (\sinh^2\mu\beta x + \sin^2 \mu\alpha x) + \frac{r_s P_r + X_s Q_r}{\mu Z_s} \sinh 2\mu\beta x - \frac{X_s P_r - r_s Q_r}{\mu Z_s} \sin 2\mu\alpha x} \quad \ldots \quad (5)$$

where V_n is the nominal system voltage = base voltage

V_r is the receiving end voltage in p.u.

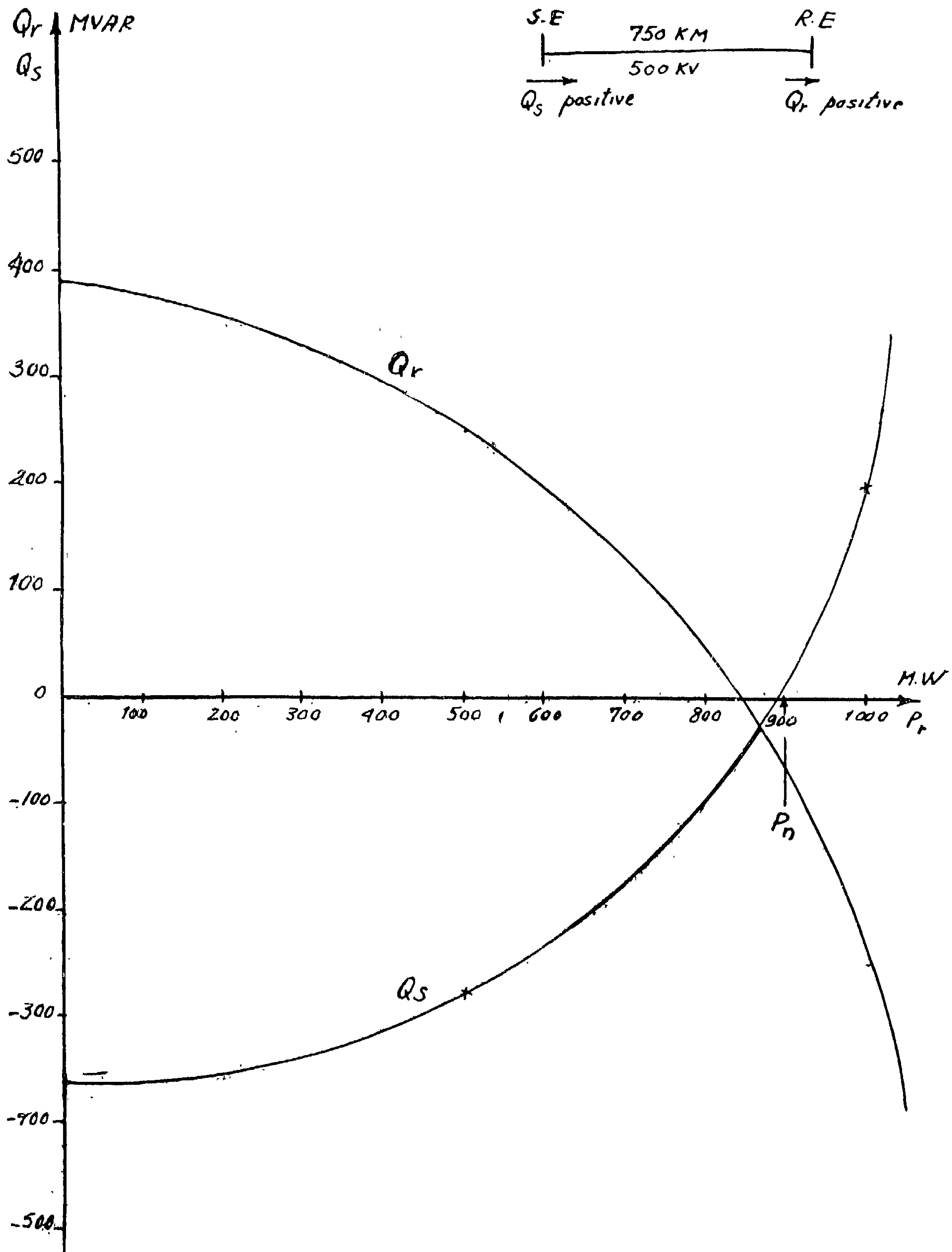
$P_n = \frac{V_n^2}{Z_s}$ is the natural power of the line (uncompensated) = base power.

P_r is the receiving end power in p.u.

Q_r is the receiving end reactive power in p.u.

S_r is the receiving end apparent power in p.u.

Fig. (2a) shows the voltage distribution along a 750 km, 500 kV transmission line with 60% shunt reactor compensation, for different values of the transmitted power, with sending and receiving end voltages kept at 1 p.u.



(*Fig.* I)

Sending and Receiving end redctive power as a ,inction of Transmitted power

($Vs = Vr = 1.0$ *pu*)

VOLTAGE DISTRIBUTION ALONG H.V. TRANSMISSION LINES COMPENSATED BY SHUNT REACTORS

By

Dr. FAROUK A.M. RIZK *and* **Dr. HAMDI M. EL-SHAIR(o)**

INTRODUCTION

According to different international specifications high voltage transmission lines have to work within prescribed voltage limits. For 500 kV transmission lines, under normal operating conditions, the maximum allowable operating voltage is 525 kV while the minimum permissible voltage is 475 kV.

During light loading, a high voltage transmission line generates a considerable amount of reactive power. This reactive power generation increases appreciably with the system voltage. A 220 kV line for example, generates about 13 MVAR per 100 km. of the line length, while a corresponding length of a 500 kV line generates 100 MVAR.

Fig. 1. shows the available reactive power at the sending and receiving ends of a 750 km, 500 kV transmission line as a function of the transmitted power. It is noticed that nearly when the transmitted power is less than the natural power P_n there is a surplus of reactive power while for P_r greater than P_n there is a reactive power deficit.

In order to keep the operating voltage within the above limits, under light loading, shunt reactors are applied to absorb the reactive power surplus.

During heavy loading conditions on the other hand, the shunt reactors may be totally or partly switched off. Furthermore synchronous condensers may supply any deficit of reactive power necessary to maintain the voltage level. It may be mentioned that a synchronous condenser could even consume reactive power amounting to 30—40% of its nominal rating, during light loading conditions of the system.

VOLTAGE DISTRIBUTION

Since the voltage measurement is carried out only at the different stations, calculation of the voltage distribution along the line is of considerable interest. This is so, since the max. voltage limit mentioned above apply to the whole line while the points of extreme voltage level do not necessarily coincide with the station busbars where the voltage is measured.

In practice shunt reactor compensation is distributed among terminal and intermediate stations in such a way as to result in more or less uniform compensation of the capacitive generation of the line.

(o) *Dr. Farouk Aboul-Makarem Rizk is head of the High Voltage Research Centre and Dr. Hamdi Moustafa El-Shair head of the Network Analysis Centre, Electricity General Corporation.*

INFORMATION

- The editors welcome the publication of engineering researches and articles as well as discussions on any material appearing in this periodical.

- This periodical does not hold itself responsible for the opinions expressed in it.

- Any material intended for publication must be sent to the Secretariat at the address of the Engineering Society in Cairo.

SUBSCRIPTIONS

All members of the Engineering Society at Cairo are, ipso facto, subcribers to this periodical.

Subscription for engineers P.T. 60 per annum.

Subscription for others P.T. 200 per annum.

HEAD OFFICE

Egyptian Society of Engineers.
28, Ramses Avenue, Cairo. Tel. 52106

ADVERTISEMENTS

sole agents for advertisements appearing in this periodical

Moassasset Misr for Printing and Publication
19, Souk El Tawfikieh Str., Cairo.
Tel. 72192.

JOURNAL OF
THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS
U.A.R.

QUARTERLY SCIENTIFIC PROCEEDINGS

ISSUED BY

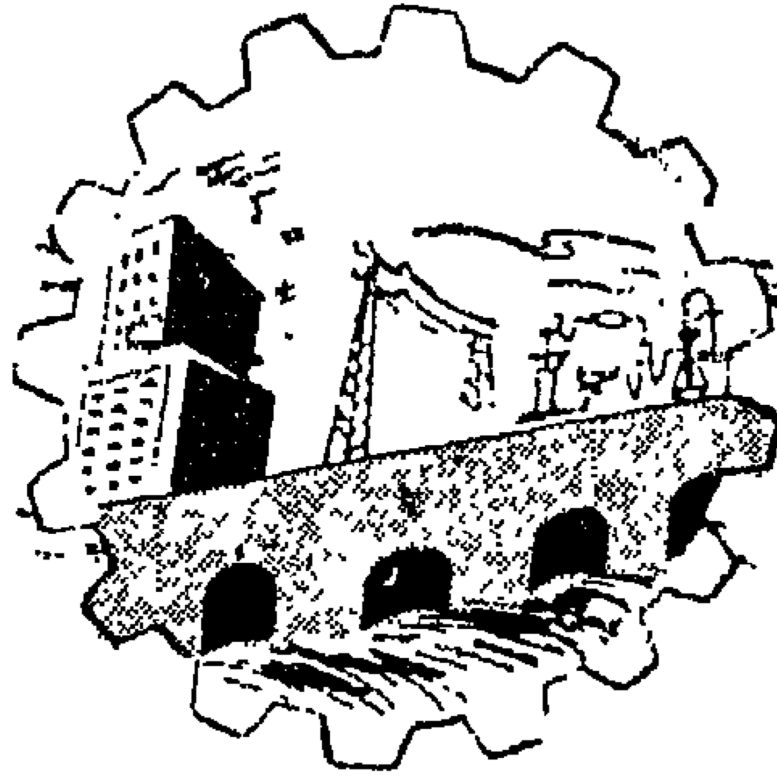
THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS—U.A.R., CAIRO

VOL. VII., No. 3, Jul-Aug-Sep., 1968.

CONTENTS

ENGLISH SECTION

ARABIC SECTION



JOURNAL OF

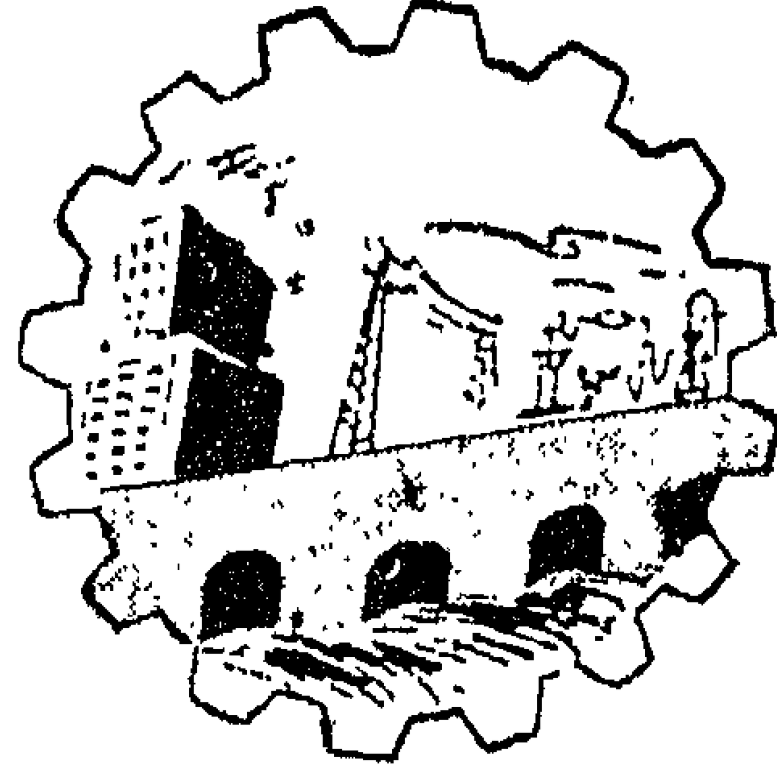
THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS

U.A.R.

July-August-September 1968

Vol VII.

No. 3.



مجلة

جمعية المهندسين المصرية

المجلد السابع | العدد الرابع | أكتوبر — نوفمبر — ديسمبر ١٩٦٨

مجلة

جمعية المهندسين المصرية

مجلة علمية هندسية — تصدرها كل ثلاثة شهور
جمعية المهندسين المصرية بالقاهرة

السنة السابعة | العـــدد الرابع | أكتوبر — نوفمبر — ديسمبر ١٩٦٨

محتويات هذا العدد

القسم العربى

القسم الافرنجى

بيانات :

مقر المجلة :

جمعية المهندسين المصرية
٢٨ شارع رمسيس بالقاهرة
تليفون ٥٢١٠٦

الاشتراكات :

- جميع أعضاء جمعية المهندسين بالقاهرة مشتركون فى المجلة بحكم عضويتهم

الاشتراك السنوى

	للمهندس	للهيئات
لغير الأعضاء :	٦٠ ص	٣٠٠ ص

- ترسل البحوث والموضوعات والتعليقات إلى أمانة التحرير بمقر جمعية المهندسين المصرية بالقاهرة
- ترحب المجلة بما يرسل إليها من بحوث وموضوعات هندسية ، أى تعليقات علمية للمناقشة
- المجلة غير مسئولة عن الآراء التى تنشر وتعبر عن رأى كاتبها فقط

لجنة التحرير

الإسكان فى الدول النامية

للمهندس ابراهيم نجيب ابراهيم

أولا — مقدمة :

* لم تعد مشكلة خافية ، ولم يعد مجهلا ما يترتب عليها من نتائج ، كما لم تعد مواجهتها تحتمل التغاضى أو الإرجاء .

* مشكلة تشد انتباه المسئولين فى جميع أنحاء العالم ، وتعبأ لمعالجتها جهود الدول والمنظمات العالمية .

* تلك هى مشكلة الإسكان ، التى صحت الدنيا لتقدير أهميتها ، كما صحت لتقدير أهمية الصناعة فى القرن التاسع عشر ، وأهمية البحث والعلم الحديث فى الزمن المعاصر .

فمع أن المسكن والبيئة السكنية التى تحتويه ، هما المجال الرئيسى الذى تنمو فيه الأسرة وتتطور — وهى الوحدة الأساسية للمجتمع — وحيث تقضى أكبر قدر من احتياجاتها المعيشية وأطول فترة من حياتها على الأرض ، فإن جزءاً كبيراً من سكان العالم أجمع ما زال يعيش فى مساكن وضمن بيئة سكنية لا تتفق مع الحياة الكريمة للانسان وفى حالات سيئة من التكدس والأوضاع غير الصحية — بل إن الموقف يتزايد سوءاً فى بعض المناطق .

ومما يزيد من حدة الطلب على المساكن وما تستلزمه البيئة السكنية الصالحة من مرافق عامةوخدمات ، تلك النسبة العالية لتزايد السكان ، وتزايد سكان الحضر بنسبة قد تصل إلى ضعف الزيادة الطبيعية للسكان عموماً ، وما يترتب على ذلك من تزايد عدد الساكنين فى الأحياء القديمة غير الملائمة (Slums) وما يقيمه النازحون إلى المدن (Squatters) من تجمعات سكنية عفوية فى أطرافها ، بدرجة تفوق كل ما سبق فى الماضى — حتى أصبحت أزمة الإسكان

مشكلة معقدة متأصلة الجذور ، تمتد على النطاق العالمى .

وبالإضافة إلى النقص الملموس فى الوحدات السكنية وانخفاض مستوى الكثير من القائم منها وعدم ملاءمتها لحاجة المعيشة الكريمة للانسان ، فإن هناك عوامل أخرى تزيد من حدة الموقف وتؤثر تأثيراً سيئاً على غالبية سكان العالم — لعل من أهمها :

(ا) النقص الكبير فى المرافق العامة الرئيسية ، كمياه الشرب النقية ، والصرف الصحى ، مما يضر بالحالة الصحية للسكان ويهدد سلامتهم .

(ب) عدم ملاءمة مواقع المساكن بالنسبة لأماكن العمل ، مما يستدعى الانتقال لمسافات طويلة وما يسببه ذلك من خفض فى إنتاجية الفرد واضطراب فى استقرار الحياة العائلية .

(ج) ارتفاع قيمة الإيجارات التى تقتص نسبة عالية من دخل العديد من الأسر ، وخاصة ذات الدخل المحدود ، مما يحد من إمكانياتها فى مجالات المعيشة الأخرى كتوفير المأكل والملبس بالقدر الملائم .

(د) الإجهاد الذهنى نتيجة لعدم شعور الكثير من العائلات بالاطمئنان إلى الاستقرار فى المسكن ، وما يترتب على ذلك من عدم الاهتمام بتحسين أحوالها المعيشية خشية الاضطرار إلى إخلاء المسكن والبحث عن آخر لا يتيسر العثور عليه بسهولة .

إذ أنه من وجهة نظر العائلة ، ليس السكن مجرد مأوى وإنما يمتد ليشمل المرافق والخدمات الضرورية الأخرى التى تربط الفرد وأسرته بالمجتمع ، كما تربط المجتمع الصغير بالإقليم الذى ينمو فيه ويتقدم — ويعبر تحسين تلك البيئة السكنية فى مجموعها ، تعبيراً واضحاً عن الارتفاع العام لمستوى المعيشة .

ومع أن مستوى المعيشة قد ارتفع فى معظم الدول من وجهة النظر الاقتصادية ، إلا أن تهيئة البيئة السكنية الملائمة وتوفير الوحدات السكنية الكافية لمواجهة الاحتياجات — وخاصة فى حدود إمكانيات الفئات ذات الدخل المحدود — ما زالت أقل كثيراً من المطلوب ، باستثناء بعض الحالات القليلة فى الدول المتقدمة صناعياً .

ومع أن حركة البناء كانت مرتفعة إلى الحد الذى خفضت فيه بعض النقص فى الوحدات السكنية ، إلا أن المعدل الذى تقام به المساكن لا يمثل إلا جزءاً من الاحتياجات ، ولا يكفى لمواجهة الموقف بالكامل .

ورغم كل ذلك فليست الصورة قاتمة كلها ، ففى كثير من الدول أصبح الإسكان والتعمير جزءاً من سياسة التنمية الاقتصادية والاجتماعية وما يوضع من خطط فى سبيلها ، كما أخذت الدول فى تنمية صناعة مواد البناء وصناعة التشييد لزيادة الإنتاج وخفض التكلفة ، ومراعاة لا مركزية التنمية بإنشاء مراكز صناعية وزراعية جديدة يتوفر فيها المسكن إلى جانب توفير العمل للتخفيف من التزاحم فى المدن الكبرى وتشجيع الأفراد والتعاونيات على المساهمة البناءة فى مجال الإسكان للتخفيف من أعباء الإنشاء والإدارة والصيانة اللازمة للاسكان الحكومى عن عاتق المحليات والحكومات المركزية ، وإنشاء معاهد البحوث ومراكز التدريب لدراسة وتطبيق التقدم فى النواحى الاقتصادية والاجتماعية والفنية ، وإنشاء الوزارات المختصة والمؤسسات والهيئات على المستوى المركزى والمحلى ، إلى غير ذلك من إجراءات . كما تقوم الأمم المتحدة والمنظمات الدولية المعنية بإجراء الأبحاث والدراسات وتنظيم المؤتمرات بشأن مشكلة الإسكان ، وتقديم المساعدات والخبرة ، وإعداد المشروعات النموذجية والإرشادية — مما يعبر عن مدى الاهتمام والجدية التى تحظى بها المشكلة على المستوى القومى والمستوى الدولى .

ثانيا ــ الأسكان فى الدول المتقدمة

قبل الحديث عن الإسكان فى الدول النامية ، يلزم التعرف على ماتقوم به الدول المتقدمة صناعياً ، للافادة ماأمكن من تجاربها ، دون النقل أو استيراد المبادىء والأفكار بطريقة جامدة والتى يجب أن تنبع أصلا من العوامل السائدة والتى تميز وتعبر عن كل دولة بعينها .

فيتبين من الدراسة التى أجرتها لجنة من الخبراء بتكليف من الأمم المتحدة عام ١٩٦٢ عن مشكلة الإسكان فى العالم ، أن الاحتياجات من المساكن فى الدول المتقدمة صناعياً على وجه عام تقضى بضرورة إقامة من ٧ إلى ٨ وحدات سكنية لكل ١٠٠٠ من السكان سنوياً . وقد حققت كثير من تلك الدول قدراً مناسباً من الوحدات السكنية خلال الفترة من عام ١٩٦٠ إلى عام ١٩٦٥ بالنسبة للزيادة فى عدد سكانها وأوضاع الرصيد القائم من المساكن فقد زاد ما تم تنفيذه فى عدد من دول أوروبا عن ٧ وحدات سكنية لكل ١٠٠٠ من السكان سنوياً وكان أقل من ٥ وحدات فى القليل جداً من دولها . أما فى شرق أوروبا على الخصوص حيث كان النقص فى المساكن شديداً نتيجة للتخريب الكبير الذى تسببت فيه الحرب العالمية الثانية فقد استلزمت الحال رفعا متواليا لمعدل البناء ، كما كان فى الاتحاد السوفيتى مثلا ، إذ ارتفع الإنشاء من حوالى ٦,٦ وحدة سكنية لكل ١٠٠٠ من السكان عام ١٩٥٣ إلى حوالى ١٠,٨ وحدة عام ١٩٥٨ ثم إلى حوالى ١٤ وحدة سكنية لكل ألف من السكان عام ١٩٦٠ . وقد لعب تصنيع البناء دوراً هاماً فى تحقيق تلك المعدلات العالمية .

ورغم أن ذلك القدر من الإنشاء قد أدى إلى تحسين الوضع نوعاً ، إلا أنه كان من الضرورى الاستمرار فى إقامة المساكن بذلك المعدل العالى لمدة سنوات تالية لتدعيم ذلك التحسين وتوسيع رقعته ، وعلى الأخص بالنسبة لمساكن محدودى الدخل وذوى أدنى الدخول ، مع العناية بتوفير المرافق العامة اللازمة للبيئة السكنية ــ أما فى أمريكا الشمالية واستراليا وزيلندا الجديدة فكان معدل البناء ما بين ٧ إلى ٩ وحدات سكنية لكل ١٠٠٠ من السكان ، وبذلك أمكن التغلب على النقص العددى من المساكن وأصبح البناء متمشياً مع مطالب الإسكان من الناحية العددية على الأقل .

وعلى ضوء ذلك الموقف المتحسن ، اتجهت كثير من الدول إلى إطار أكثر تنميقاً فى وضع سياستها للاسكان ، وذلك بالعمل على تحقيق احتياجات فئات معينة من السكان مثل كبار السن ، وحديثى الزواج ، والعائلات الكبيرة ، والفئات ذات الدخل المحدود أو ذات أدنى الدخول ، مع زيادة الاهتمام باعادة تعمير المدن والعمل على رفع المستوى السكنى عموماً ، وتخصيص التمويل اللازم لتحسين الرصيد القائم من المساكن : كما أخذت بعض دول غرب أوروبا فى التخفيف التدريجى من القيود الموضوعة على الإيجارات فى المناطق التى خففت فيها أزمة الإسكان نظراً لأن تلك القيود ــ التى تفرض لصالح مجموع المستأجرين فى ظروف معينة للتخفيف عنهم وحمايتهم من الاستغلال ــ تحد عادة من المحافظة على الرصيد القائم من المساكن لعدم إجراء أعمال الصيانة والترميمات اللازمة لها ، كما تحد من مرونة الحركة والانتقال بين المساكن تبعاً لزيادة عدد أفراد الأسرة ومايلتج عن ذلك من تكدس ، أو تشجيع أحياناً على استمرار إقامة عدد أفرادها فى وحدات سكنية كبيرة بما ينقص من الإشغال الكامل للمساكن .

أما من ناحية صناعة التشييد فمع أن مواد البناء وطرق الإنشاء التقليدية ما زالت تتبع على نطاق واسع ، إلا أن هناك اتجاهاً واضحاً إلى طريقة التصنيع المسبق (Pre-fabrication) التى تقوم على الإنتاج الصناعى لوحدات سابقة الصب فى شكل ألواح أو أجزاء كاملة ، ويقل العمل ما أمكن من موقع

البناء إلى المصانع . ولقد كان الدافع الرئيسى للالتجاء إلى التصنيع المسبق فى تنفيذ مشروعات الإسكان ما كانت عليه الحال فى أوروبا فى السنوات التالية مباشرة لسنوات الحرب العالمية الثانية وما سببته تلك الحرب من تخريب لم يسبق له مثيل فى كثير من دولها ، مما أدى إلى ضغط الطلب المتزايد على أعمال البناء والتعمير ، بالإضافة إلى ندرة مواد البناء الرئيسية ، ونقص العمالة ، وارتفاع أجور عمال البنـاء النادرين ، وتعذر العمل فى مواقع العمل فى العراء خلال بعض شهور السنة .

وقد اختلفت السياسات بين الدول فى مواجهة تلك الحال ، فهى فى غرب أوروبا حيث استمر قيـــام الصناعة التقليدية للبناء فى حدود طاقة منتجة نسبياً — غيرها فى شرق أوروبا حيث كان التفكك والانهيار الأكبر لصناعة البناء — وكان الاحتياج الأول فى بعض الدول إلى مواجهة نقص العمالة المدربة ، وفى البعض الآخر إلى خفض المدة اللازمة لإتمام البناء ، أو زيادة الطاقة الإنتاجية لصناعة البناء الرئيسية واضحاً ، بالإضافة إلى ضخامة حجم الاحتياجات ، فقد كان منطقياً الابتعاد الجذرى عن الطرق التقليدية وخلق قطاع جديد تماماً فى نشاط البناء بتعميم استخدام الخرسانة كمادة أساسية فى شكل مسبق التصنيع لأجزاء تتزايد حجماً وتعقيداً .

وكان الاتجاه فى المراحل الأولى لتصنيع البناء يتركز على خفض المدة اللازمة للتنفيذ ، والاقتصاد فى العمالة المدربة والتوفير فى مواد البناء الرئيسية ، حتى ولو كان ذلك على حساب الزيادة فى التـكاليف الـكلية . فقد دلت تجارب كثير من الدول الأوروبية على أن طرق تصنيع البناء التى اتبعت فى أوائل الخمسينيات قد أدت إلى زيادة التكاليف عنها باتبـاع الطرق التقليدية . أما فى المرحلة الثانية فقد أوقف استخدام الحلول الفنية التى تبين من التجربة أنها لم تنافس القطاع التقليدى الذى أخـــذ ينشأ بسرعة ، وسادت الاعتبارات التى تؤدى إلى الإنشاء الأكثر اقتصاداً ، وتم خلال هذه المرحلة — التى استمرت خلال أواخر الخمسينيات وأوائل الستينيات — العمل على تعميق التنمية الفنية لصناعة البناء بتحسين الإنتاج وزيادة كفاءة العمل والاقتصاد المترتب على تجميع الطلب وتنظيمه والتنميط فى المقاسات والمواصفات واتباع التصميمات النموذجية وإنتاج المواد على نطاق واسع . وقد تم الوصول الآن فى كثير من الدول إلى المرحلة الثالثة حيث يتزايد تنوع الطلب والتنميق فيه كالإسكان الملائم لفئات معينة من السكان ، والمبانى التعليمية غير النموذجية ، والمبانى العلاجية المتخصصة وغيرها — مما لا يتمشى مع الاتجاه السابق فى التصنيـع المسبق من حيث استخدام طرق الإنشاء التى تحتم الالتزام باتجاهات محددة فى التصميمات والإنتاج والنقل والتجميـع ، والتى تضع حدوداً ضيقة لمرونة الإستخدام ، وبذلك فقد عادت للظهور ، كواحدة من ملامح تطوير صناعة البناء فى كثير من الدول الصناعية ، إحدى المظاهر الأساسية لصناعة البناء العادية وهى التفريق بين إنتاج مواد البناء وعناصره فى المصانع وبين تجميعها فى المواقع ، وعدم الربط الملزم بينهما . ولو أن العناصر الحديثة التى تنتج على أساس صناعى تبدو أكثر تعقيداً من المستخدمة فى البناء التقليدى وأكثر ارتباطاً بعضها من نواحى المقاســات وأوضاع الاستخدام ، كما لا تحتاج إلا للقليل من الضبط والتوضيب قبل التركيب .

ولا شك أن استمرار الطلب وانتظامه ، مع استمرار اتباع حلول فنية بعينها لفترة زمنية مناسبة ، تعتبر الأسس الرئيسية لتطور صناعة البناء فى اتجاه التصنيـع المسبق — إذ يمكن ذلك من تطوير الوسائل الفنية للانتاج على نطاق واسع وعلى درجة عالية من التصنيـع تبعاً للتقدم التكنولوجى ونتيجة للتنميط وتوحيد النوعية وما يجرى من أبحاث طويلة وتجارب معملية وحقلية ، ويتيـح الاستهلاك الاقتصادى لتكاليف التطوير والأبحاث .

ثالثاً — الاسكان فى الدول النامية

يتبين من تقارير الأمم المتحدة أن حوالى نصف سكان أفريقيا وآسيا وأمريكا اللاتينية إما يعيشون فى مساكن غير ملائمة أو لا مأوى لهم بالمرة ، كما يزداد الوضع سوءاً يوماً بعد يوم بتزايد إجمالى عدد السكان وتضاعف سكان المدن ويقدر العدد اللازم إقامته من الوحدات السكنية خلال الفترة من عام ١٩٦٠ إلى عام ١٩٧٥ بمتوسط قدره حوالى ١٠ وحدات سكنية لكل ١٠٠٠ من السكان سنوياً ، وذلك لاستيعاب الزيادة الطبيعية فى عدد السكان ، وللاحلال مكان مايتهدم أو يزال من المساكن القديمة ، ولمعالجة النقص القائم من الوحدات السكنية خلال ٣٠ سنة .

ورغم الجهود التى تبذلها كثير من الدول النامية فى مجال الإسكان ، فإن ما يخصص له من استثمارات فى الكثير منها لا يكفى حتى لإيقاف الحالة على ما هى عليه بل إنها تتدهور باستمرار — إذ أن قليلا من الدول النامية قد تمكنت من زيادة معدل البناء عن ٢ إلى ٣ وحدات سكنية لكل ١٠٠٠ من السكان سنوياً مما لا يكفى حتى للاحلال مكان ما يتهدم أو يزال من المساكن القديمة ، وبذلك لا تظهر نتيجة واضحة فى معالجة أزمة الإسكان المتزايدة مما يضطر الملايين من ذوى الدخول المنخفضة إلى المعيشة فى أوضاع غير إنسانية كما لا زالت الهجرة من الريف إلى الحضر على أشدها دون حسم . أما ظروف الإسكان فى الريف فأكثر سوءاً إذ أن الغالبية العظمى من سكانه ما زالوا يعيشون فى ظروف بيئية غير ملائمة من الناحية الصحية ومن ناحية التقدم المرجو لها .

وقد بلغ عدد الوحدات السكنية التى تمت إقامتها فى مدن الجمهورية العربية المتحدة بمعرفة القطاعين العام والخاص خلال سنوات الخطة الخمسية الأولى ٦٠/١٩٦٥ حوالى ١٥٣ ألف وحدة سكنية بمتوسط حوالى ٣١ ألف وحدة سنوياً وهو ما يمثل حوالى ٣,١ وحدة سكنية لكل ١٠٠٠ من السكان ، إذ أن عدد سكان مدن الجمهورية كان حوالى ١٠ مليون نسمة بحسب إحصاء عام ١٩٦٠ .

كما يتبين من تقارير الأمم المتحدة أن حوالى ٥٠ ٪ فقط من سكان المدن فى أفريقيا يعيشون فى مساكن ملائمة أما الباقى فيعيشون فى مساكن مكدسة وأحياء غير ملائمة ، أما فى الريف فيتبين من الإحصاءات المتوفرة أن ما لا يقل عن ٥٠٪ من سكانه يعيشون فى أكواخ من الطين والأغصان . ولما كان من المقدر أن عدد سكان أفريقيا عموماً سيتزايد بنسبة مابين ١,٩٪ و٢,٣٪ سنوياً خلال الفترة فى عام ١٩٦٠ إلى عام ١٩٧٥ كما يتزايد سكان المدن بضعف هذه النسبة تقريباً ، فيقدر اللازم إقامته من مساكن بحوالى ١٠ إلى ١١ وحدة سكنية لكل ألف من السكان سنوياً وذلك لمواجهة التزايد فى عدد السكان ، والإحلال ، ومعالجة النقص القائم خلال ٣٠ سنة . أما فى آسيا فحوالى ٦٠٪ من سكان المدن وحوالى ٥٠٪ من سكان الريف يعيشون فى مساكن ملائمة والباقى يعيشون فى مساكن مكدسة غير صحية . ويقدر مايلزم إقامته من مساكن بحوالى ١٠ وحدات سكنية لكل ألف من السكان سنوياً بصفة عامة وحوالى ١٣ وحدة لكل ألف من السكان بالمدن ، كما أن حوالى ٤٠٪ من سكان المدن وحوالى ٥٠ ٪ من سكان الريف فى أمريكا اللاتينية يعيشون فى بيئة سكنية غير ملائمة مما يستلزم إقامة حوالى من ١١ إلى ١٢ وحدة سكنية لكل ١٠٠٠ من السكان سنوياً تزيد إلى مابين ١٣ إلى ١٦ وحدة فى المدن .

ويرجع ذلك التخلف ، إلى التغاضى فى الماضى عن موضوع الإسكان وتخطيط المدن والريف فى الكثير من الدول النامية ، فى إسبيل الاهتمام الأول بتنمية الصناعة باعتبار أنها تحقق فوائد اقتصادية سريعة وفعالة ، ولو أن كثيراً من تلك الدول قد بدأت تتأكد أن الإسكان والتعمير لا تعتبر هامة فقط من ناحية الحياة اللائقة للسكان ، وإنما هى هامة جداً وضرورية للانتاج نفسه ورفع الكفاءة فيه، وبالإضافة إلى ذلك فمن دواعى التخلف ، عدم كفاية

التمويل اللازم لمشروعات الإسكان والتعمير ، ونقص مواد البناء والاعتماد على استيرادها من خارج البلاد إلى حد كبير ، وتزايد أثمان الأراضى اللازمة للمشروعات ، وارتفاع تكاليف البناء ، والتخلف فى المهارات الفنية على مختلف المستويات ، والاعتماد على استيراد المهمات والآلات المستخدمة فى صناعة البناء واستقدام العمالة الفنية اللازمة لتشغيلها فى بعض الحالات ، وتفاوت نشاط البناء كثيراً من عام إلى آخر ، والمعدل البطىء للنمو الاقتصادى وتحسين مستوى الدخل ، إلى غير ذلك من العوامل التى تختلف من دولة إلى أخرى وتساعد على زيادة اتساع الهوة بين العرض والطلب على المساكن وخاصة لمحدودى الدخل .

ولمواجهة هذه الأوضاع لا يكفى القول بضرورة زيادة الاستثمارات التى تخصص للاسكان ضمن خطط التنمية الاقتصادية والاجتماعية للدول النامية — وهو أمر تحتمه الحالة المتدهورة لموقف الإسكان عموماً — إذ أنه على حين أن موارد تمويل الاستثمارات فى الدول المتقدمة صناعياً تسمح بتنفيذ قدر عال من الإسكان جنباً إلى جنب مع تنفيذ المشروعات الإنتاجية ، إلا أن إعطاء الأسبقية اللازمة للاسكان فى الدول الناميه يلزم ألا يؤثر أو يتعارض مع سياسة التنمية الاقتصادية ، فزيادة ما تخصصه حالياً لمشروعات الإسكان والمقدر بحوالى من ١٠ إلى ١٥ ٪ من إجمالى الاستثمارات (كانت النسبة فى الجمهورية العربية المتحدة حوالى ١٠,٥ ٪ فى الخطة الخمسية الأولى) ، إلى القدر اللازم لمواجهة الاحتياجات الكاملة من الإسكان قد يقتضى امتصاص الاستثمارات كلها فى هذا المجال وحده .

حقيقة أن الحاجة ملحة وتقتضى بالضرورة زيادة الاستثمارات التى تخصص للاسكان إلى أكبر قدر ممكن بمراعاة تقييم الوضع القائم للاسكان والقطاعات الأخرى ، وتقدير الموارد المتاحة والمنتظرة فى المستقبل وتوزيعها بما يتناسب مع احتياجات جميع القطاعات وكافة العوامل المتعلقة بمستوى معيشة السكان ، مع الأخذ بعين الاعتبار أن جملة السكان تقدر بسرعة الفوائد التى تحصل عليها من تحسين الإسكان والتعمير والتى تعطى المعنى الشخصى للتقدم الاقتصادى الذى يشعر به ويلمسه الفرد ذاته ، ولكن حيث تقل الاستثمارات المتاحة للاسكان فيلزم أن يكون الاهتمام الأول بطريقة استخدام هذه الاستثمارات ، ووضع أهداف ومستويات وأسبقيات محددة للاستثمار فى الإسكان والتعمير على ضوء الأوضاع الاجتماعية والاقتصادية وأحوج المطالب بالتنفيذ ، دون أى إسراف ، وبحيث تعم الفائدة ويلمس مجموع السكان تحسيناً واضحاً فى أوضاعهم السكنية القائمة يمكن الوصول إليه فى وقت قصير نسبياً ويكون فى حدود دخول غالبية السكان.

ففى الدول النامية حيث يستلزم الأمر الاهتمام الأكبر بالتوسع فى الصناعة والزراعة التى تمثل أساس التنمية ، فقد تعطى الأسبقية للاسكان اللازم للعاملين فى الصناعة والزراعة لتسهيل وصولهم إلى أماكن عملهم وزيادة إنتاجيتهم ، كما تعطى الأسبقية للعاملين فى الحكومة والقطاع العام لتوفير الاستقرار لهم فى أماكن عملهم بالريف والمدن الصغيرة بالأقاليم بعيداً عن العواصم والمدن الكبرى ، وقد تعطى الأسبقية للاسكان الحضرى عن الإسكان الريفى على أساس أن الاحتياج الأسرع اجتماعياً واقتصادياً يتركز فى المدن نتيجة لسرعة نموها والتزايد المتوالى لسكانها ، كما أن فرصة تطبيق طريقة الجهود الذاتية (Aided Self-help) تتهيأ أكثر فى الريف ويمكن توفير المساكن باتباعها دون اقتطاع قدر كبير من الموارد المتاحة للاسكان عموماً ، كما قد تعطى أسبقية خاصة للاسكان الاقتصادى بالمدن وهكذا . ولاشك أن إعطاء الأسبقية لتوفير المساكن التى ذكرت على سبيل المثال ، لا يعنى تجاهل احتياجات الفئات الأخرى من السكان أو عدم الاهتمام بها ، كما يجب أن يراعى فى مختلف أوضاع الأسبقيات ضرورة إيجاد التوازن بين الريف والحضر حتى لا يزداد اجتذاب المدن لسكان الريف .

كما يلزم أيضاً وضع مستويات محددة لمشروعات الإسكان على ضوء الأوضاع الاجتماعية والاقتصادية والفنية القائمة ودراسة الحد الأدنى لمستويات الإسكان بالتكامل مع أوضاع تلك النواحى ، ومتابعة تطوير تلك المستويات تبعاً للتقدم وبحسب الزيادة فى التمويل المتاح وبحيث تتفق مع تحقيق الأهداف المرجوة — فقد يكون تحديد مستوى البيئة السكنية عموماً فى الدول النامية أجدى من تحديد مستويات المساكن نفسها من حيث اتساع وعدد الغرف وارتفاعاتها إلى غير ذلك من التفاصيل ، وذلك بالحد من إقامة المبانى الفاخرة مرتفعة التكاليف والتى لا تتمشى مع الأوضاع المحلية وتزيد الفارق الاجتماعى بين السكان ، وقد لا يستلزم الأمر إقامة مساكن كاملة جديدة لمواجهة الاحتياجات الكلية والاستعاضة عن ذلك بإضافات وتوسيعات فى المساكن القائمة — كما هو متبع حالياً فى ريف الجمهورية العربية المتحدة مثلا — كما يمكن زيادة فترة الانتفاع من الرصيد القائم من المساكن بإجراء الإصلاحات والترميمات والتحسينات المناسبة فيها ، مع عدم الإزالة الكاملة للأحياء غير الملائمة والاكتفاء بتحسين البيئة السكنية فيها وتحسين المساكن التى تشملها ما أمكن ، وفى هذه المجالات كانت توصيات المؤتمر الإفريقى الآسيوى الثانى للاسكان المنعقد فى سنغافورة فى أكتوبر عام ١٩٦٧ ، تنص على أنه : «حيث لا تتوفر موارد مالية كافية لحل مشاكل الإسكان بالنسبة للطبقات شديدة الفقر فى المدن لعدة سنوات قادمة ، فقد أصبح من الضرورى إعطاء الأولوية فى استخدام الأموال المخصصة لمشاريع المساكن الشعبية ، لتحسين مستوى التجمعات السكنية القديمة وذلك حتى يمكن إفادة أكبر عدد من النـاس من تلك الموارد» . كما تنص أيضاً على « تشجيع القطاع الخاص على ترميم المساكن القديمة باعتبارها ثروة قومية ، وتعلية المبانى القائمة فى حدود لوائح التخطيط والتنظيم المعمول بها» .

وحتى يمكن إفادة أكبر عدد من السكان ، فقد يرى الاكتفاء بتوفير الأراضى المزودة بالمرافق ومواد التسقيف اللازمة لإقامة المساكن بطريقة الجهود الذاتية ، أو إنشاء نواة للمسكن تتكون من سقف محمول على أكتاف ليستكمل بناء الحوائط وأعمال البهو والتشطيب الضرورية بمعرفة المالك نفسه وباستخدام المواد المحلية الرخيصة ، أو إنشاء مساكن صغيرة مكونة من غرفة واحدة أو غرفتين بمنافع مستقلة أو مشتركة .

كما يلزم أن يراعى دائماً إيجاد التوازن فى التجمعات السكنية بتوفير المساكن من مختلف الأحجام ، وفى حدود إمكانيات مختلف الدخول ، حتى تتأتى مراولة الحياة الإنسانية العادية للمجتمع ، مع تحقيق المرونة والاقتصاد فى استخدام المساكن لفترات زمنية طويلة والإفادة الكاملة منها .

لا يكفى القول بضرورة زيادة الاستثمارات المخصصة للاسكان — وهو أمر تحتمه ضرورة مواجهة الاحتياجات المتزايدة من المساكن — فبالإضافة إلى ما سبقت الإشارة إليه من ضرورة الاستفادة الكاملة وإلى أقصى حد من الاستثمارات المتاحة لتوفير السكن الملائم لأكبر عدد من السكان ، فإن معالجة المشكلة تقتضى العمل فى عدة مجالات أخرى جنباً إلى جنب مع التوسع فى مشروعات الإسكان ، لعل من أهمها : تنظيم توزيع السكان والحد من الهجرة إلى المدن ، وتوفير الأراضى اللازمة لمشروعات الإسكان والتعمير والقضاء على المضاربة فى أثمان الأراضى ، وخفض تكلفة الإنشاء ، وتنمية الموارد المالية لمشروعات الإسكان ، وإنشاء الهيئات والمؤسسات المتخصصة لشئون الإسكان والتعمير ، وتدريب العدد الكافى من الإخصائيين والفنيين والعمال — كما أنه نظراً لضخامة حجم المشكلة والسرعة اللازمة لمواجهتها ونظراً لأن التنمية المحلية قد يتعذر عليها وحدها المواجهة الفعالة لتلك الأزمة المستحكمة ، فإن الأمر يستدعى المعاونة الفنية والمالية بين الدول وبعضها والإفادة الكاملة من معونات الأمم المتحدة مع التوسع فيها .

* تنظيم توزيع السكان والحد من الهجرة إلى المدن :

يتزايد نمو المدن فى جميع انحاء العالم بسبب الهجرة المتوالية من الريف إلى الحضر بالإضافة إلى الزيادة الطبيعية للسكان ، وذلك على اعتقاد توفر فرص أوسع وأحسن للعمالة والتطلع إلى الإقامة فى مساكن وبيئه سكنية أفضل ، والتمتع بخدمات أوفر ، والمعيشة فى أوضاع اجتماعية أكثر ملاءمة .

ولو أن التحضر فى ذاته أمر ليس من غير المرغوب فيه ، إذ أن المدن كانت دائماً مجال التقدم الاجتماعى والاقتصادى والثقافى ، كما تتزايد أهمية دورها فى هذه المجالات كلما سارت الدول فى طريق التنمية — ولكن الهجرة المتواليه إلى المدن تتسبب فى التزاحم المتزايد فيها وارتفاع نسبة تكدس السكان فى الأحياء القديمة الغير ملاءمة وإنشاء التجمعات السكنية والعفوية حول أطراف المدن الكبرى — وتؤكد البيانات المتاحة ظاهرة تزايد سكان المدن بسرعة تزيد كثيراً عن المعدل العام للزيادة الطبيعية للسكان ، ففى أفريقيا كانت نسبة سكان المدن إلى إجمالى عدد السكان حوالى ١٦٪ عام ١٩٦٠ إرتفعت إلى ١٨٪ عام٦٥ ومن المقدر أن تصل إلى ٢٠ ٪ عام ١٩٧٠ ثم إلى ٢٣٪ عام ١٩٧٥ وفى آسيا كانت نسبة سكان المدن ١٨٪ عام ١٩٦٠ ثم ارتفعت إلى ١٩,٥٪ عام ١٩٦٥ ومن المقدر أن تصل إلى ٢١,٤٪ عام١٩٧٠ ثم ٢٣,٤٪ عام١٩٧٥ ، وفى أمريكا اللاتينية كانت النسبة ٤٦٪ عام ١٩٦٠ ارتفعت إلى ٥٠٪ عام ١٩٦٥ ومن المقدر أن تصل ٥٤٪ عام ١٩٧٠ ثم إلى ٥٩٪ ، عام ١٩٧٥ . أما فى الجمهورية العربية المتحدة فقد كانت نسبة عدد سكان الحضر إلى إجمالى عدد سكان الجمهورية ٢٧,٩٪ عام ١٩٣٧ ارتفعت إلى ٣٣٪ عام ١٩٤٧ ثم إلى ٣٧,٧٪ عام ١٩٦٠ وبلغت بحسب الأحصاء بالعينة عام ١٩٦٦ حوالى ٤٠,٥٪ ، ومن المقدر أن تصل إلى حوالى ٤٢٪ عام ١٩٧٠ . كل ذلك يبين أن تعمير المدن ونموها سيشكل مسألة هامة فى السنوات القادمة تستلزم تنظيم توزيع السكان عن طريق التخطيط على المستوى القومى والإقليمى والمحلى وضرورة تحقيق التكامل فى التخطيط بين مشروعات التنمية الاقتصادية عموماً وبين مشروعات الإسكان وتعمير المدن .

ويقتضى ذلك أن يراعى فى التخطيط للتنمية الاقتصادية تلافى ظهور طلب جديد على الإسكان ، أو الحد منه إلى أقصى درجة ، بالتدقيق فى اختيار مواقع الصناعات الجديدة أو التوسع فى القائم منها ، والمفاضلة بين إقامتها فى المناطق الحضرية الكبرى ، أو قرب المدن الصغيرة أو بجوار القرى فى الريف ، فمن المؤكد أن إقامتها فى محيط المدن الكبرى التى تشكو من النقص فى المساكن ، سيزيد من مشاكلها تعقيداً بسبب احتياجات العاملين الذين ستجتذبهم تلك الصناعات ، كما أن إنشاء المساكن والمرافق والخدمات اللازمة ستكون أكثر تكلفة مما لو أقيمت فى محيط المدن الصغيرة مثلا حيث تقل صعوبة الحصول على الأراضى بأثمان مناسبة وتخف مشاكل النقل والمواصلات وحيث يمكن إقامة التجمعات السكنية على مسافات غير بعيدة من أماكن العمل ، أما إذا أقيمت الصناعات الجديدة قرب القرى فى الريف فسيكون توفير المساكن أو تحسين القائم منها أقل تكلفة أيضاً من إقامتها فى محيط المدن ، إذ سيتاح قدر أكبر من استخدام وسائل الجهود الذاتية واستعمال مواد البناء وطرق الإنشاء الأقل تكلفة والتى تتمشى مع الحياة الريفية .

ولا شك أن توافر القوى المحركة والمواد الأولية وموارد المياه ووسائل النقل والطرق الصالحة وغيرها من العوامل الضرورية لقيام الصناعة ، ستقلل من فرص الاختيار والمفاضلة ، كما أنه لا يمكن تطبيق نفس الحلول فى جميع الدول ولجميع أنواع الصناعات . إنما المهم أن يراعى فى

تحديد أماكن الصناعات الجديدة النتائج المرتقبة لقيامها وتأثيرها على احتياجات الإسكان والتعمير .

وبالمثل فان مشروعات التنمية الزراعية سواء بتقسيم الملكيات الكبيرة أو تجميع الملكيات الصغيرة المتناثرة أو استصلاح مناطق زراعية جديدة ، لها أثرها دائماً على احتياجات الإسكان مما يلزم أخذه فى الاعتبار عند التخطيط لتلك المشروعات .

ومن المؤكد أن الاهتمام بتحسين الأوضاع المعيشية بالريف والمدن الصغيرة ، وتنمية الموارد فى المناطق المتخلفة ، والتكامل فى التخطيط لمشروعات التنمية الاقتصادية مع مشروعات الإسكان والتعمير — يتيح التوزيع المتوازن للسكان بين القرى والمدن الكبرى وتلافى الهجرة على نطاق واسع إلى المراكز الحضرية الرئيسية ويحد من نمو المدن المزدحمة فعلاً وما يسببه تضخمها من مشاكل عديدة فى إدارتها ، والإفادة إلى أقصى حد من الرصيد القائم من المساكن والمرافق ، وتوفير السكن بتكلفة أقل مما لو تركز فى المدن الكبرى .

وتوضح البيانات الإحصائية أن عدد سكان مدن الجمهورية العربية المتحدة كان حوالى ١٠ مليون نسمة عام ١٩٦٠ ، كان منهم بالقاهرة والإسكندرية وحدهما حوالى ٥ مليون نسمة (٣,٣٥ مليون بالقاهرة و ١,٥٢ مليون بالإسكندرية) أى أن حوالى نصف سكان المدن كان يتركز فى مدينتين فقط والنصف الآخر موزع بين أكثر من ١٣٠ مدينة ، كما يبين إحصاء العينة عام ١٩٦٦ نفس الوضع إذ أن عدد سكان المدن كان حوالى ١٢ مليون نسمة منهم حوالى ٦ مليون فى القاهرة والإسكندرية (٤,٢٢ مليون بالقاهرة و ١,٨ مليون بالإسكندرية) ، وبالإضافة إلى ذلك فيتبين من الإحصاءات أيضاً أن حوالى ٩٠٪ من المبانى السكنية بمدن الجمهورية لا يزيد ارتفاعها عن ثلاثة أدوار ، كما أن نسبة المبانى السكنية التى تقل مساحة أرضها تزيد عن ١٠٠ وتقل عن ٢٠٠ متر مربع تبلغ ٢٥,٦٪ ، أى أن نسبة المبانى التى تقل مساحة أرضها عن ٢٠٠ متر مربع تصل إلى حوالى ٨٦,١٪ من مجموع المبانى السكنية ، وتدل كل هذه الإحصاءات على مدى التركيز على المراكز الحضرية الكبرى ، ومدى سوء تقسيم الأراضى المعدة للبناء من جهة مع الإسراف فى استعمالات الأراضى من جهة أخرى نظراً لقلة ارتفاع المبانى المقامة عليها ، ويبدو ذلك واضحاً فى المدن الصغيرة على الخصوص التى يمكن أن يستوعب العديد منها زيادة مناسبة من السكان دون الحاجة للامتداد الأفقى إلى الأراضى الزراعية ، وذلك بإعادة تخطيطها على الأسس الفنية السليمة والامتداد الرأسى لمبانيها السكنية ، وما يتبع ذلك من الحد من التركيز على المدن الكبرى .

* توفر الأراضى اللازمة لمشروعات الإسكان والتعمير :

يعتبر الحصول على الأراضى من أكبر العناصر تكلفة فى تنفيذ مشروعات الإسكان وتعمير المدن ، إذ تزيد تكاليف تلك المشروعات نتيجة لتوالى إرتفاع أثمان الأراضى كلما زاد التعمير وقل المتوفر منها ، مما يقتضى اتخاذ الإجراءات اللازمة للحصول المسبق على الأراضى اللازمة للمشروعات ، وتقليل حوافز المضاربة فيها ، وامتصاص الفوائد التى تعود على المضاربين إذا تمت — وفى هذا السبيل يمكن النظر فى تجميد أثمان الأراضى فى تاريخ معين ، أو فرض الضرائب على الدخل الناتج من بيع الأراضى ، أو فرضها على الأراضى الفضاء غير المستغلة ، أو استعادة مقابل التحسين — مع تحديد استعمالات الأراضى داخل المدن (Zoning) ، ووضع القيود اللازمة على تقسيم الأراضى ، واستصدار قوانين نزع الملكية للتوسعات المستقبلة والمناطق الكاملة وبيع الأراضى بعد إعادة التخطيط والتقسيم ، وإلى غير ذلك من إجراءات التحكم فى أسعار

الأراضى عن طريق التشريعات المناسبة واعتبارها عاملا أساسياً فى سياسة تعمير المدن ، مع الاهتمام بالحصول على الأراضى لمشروعات الإسكان والتعمير وتزويدها بالمرافق قبل تنفيذ تلك المشروعات بزمن مناسب .

* خفض تكلفة الإنشاء :

يتبين من تقارير الأمم المتحدة أن حوالى ½ إلى ⅔ إجمالى الاستثمارات فى الدول النامية يوجه لقطاع التشييد — وفى الجمهورية العربية المتحدة استنفذ قطاع التشييد حوالى ٥٠٪ من إجمالى استثمارات الخطة الخمسية الأولى ١٩٦٥/٦٠ — وعلى ذلك فإن أقل تخفيض فى تكاليف الإنشاء سيترتب عليه توفير مبالغ طائلة يمكن أن توجه إلى الأنشطه الإنتاجية ، وتوفر أكبر عدد من الوحدات السكنيه فى حدود الاستثمارات المتاحه .

وتشكل صناعة مواد البناء أهمية كبرى ليس فقط فى مجال خفض تكلفة المبانى السكنية وإنما بالنسبة للتنمية الاقتصادية عموماً إذ أنها ، مع صناعة البناء نفسها ، تخدم جميع أعمال التشييد سواء فى مشروعات الخدمات كالمدارس والمستشفيات وغيرها ، أو فى أعمال المرافق ، وكذا فى المشروعات الإنتاجية كالمصانع ومحطات القوى والمنشآت الزراعية وغيرها — مما يستلزم الاهتمام بتنمية صناعة مواد البناء وتطويرها بهدف تحقيق الإنتاج الأرخص والاحسن ، والعمل على إيجاد وسائل أفضل لاستخدام المواد المحلية المتاحه للحد من الاستيراد والنقل ، وموالاة تدريب وتطوير العماله التى اعتادت الطرق التقليديه فى إنتاج مواد البناء وصناعة التشييد — ولا شك أن وضع البرامج الطويلة الأجل لمشروعات الإسكان ، يكمن فى تنمية صناعة مواد البناء وتكنولوجيا التشييد حيث يتوفر السوق الكافى لاستيعاب المواد المنتجة بانتظام واجتذاب رؤوس الأموال لإقامة صناعات مواد البناء وتوفير الآلات والمهمات اللازمة لأعمال التشييد .

كما أن التنميط ، بتوحيد القاسات والمواصفات لمختلف المواد والأجزاء والعناصر الداخله فى عملية البناء ، والاقتصار على تطبيق عدد محدد من نماذج المبانى ، وإنشاء المجموعات الكبيرة من المساكن مجمعة فى الموقع الواحد ، وتفادى استخدام مواد البناء فى إقامة المبانى الفاخرة كل ذلك يتيح الإنتاج الاقتصادى وتحسين نوعية التنفيذ وخفض تكلفة الإنشاء عموماً .

ولما كانت غالبية أعمال التشييد فى الدول النامية يتم تنفيذها بالطرق التقليدية — حيث أن للعديد منها تقاليد طويلة فى الحياة الحضرية وتقوم فيها صناعة البناء التقليدية من أجيال طويلة وللتدريب على مهن البناء فيها تاريخ قديم — فإن التطوير المنتظم المتوالى لتلك الطرق التقليدية وتحسينها عن طريق التكنولوجيا الحديثة والاتجاه نحو الميكنة التدريجية فى صناعة البناء سواء فى الموقع أو فى المحاجر ، تؤتى حتما بثمار طيبه خلال فترة زمنية قصيرة ، مع أهمية العمل على زيادة الكفاءة فى إنتاج المواد وصناعة البناء عموماً عن طريق التدريب للفنيين والعمال ، وزيادة الرقابة والتنظيم وتحسين الإدارة الفنية فى مواقع العمل ، ومع الاهتمام بتحليل التكاليف وأبحاثها وتخطيطها .

وقد سبقت الإشارة إلى أن هناك اتجاه واضح ومستمر فى الدول المتقدمه صناعياً إلى اتباع طريقة التصنيع المسبق للمبانى ونقل الأعمال من موقع البناء إلى المصنع — ولكن لا زال هذا الموضوع محل المناقشة والدراسة فيما إذا كان من الممكن — فنياً واقتصادياً — تطبيقه فى الدول النامية — ففى ظل الأوضاع القائمة ، يبدو أن الاتجاه إلى التصنيع المسبق ، الذى يقوم غالباً على الخرسانة ، سيقتصر على بعض التجمعات الكبرى حيث تسمح طاقة الاستخدام ووسائل النقل بايجاد السوق الاقتصادى الذى يحبذ ذلك الاتجاه — فمن المعروف أن إنشاء المصانع لإنتاج الأجزاء السابقة

الصنع ، وخاصة الأجزاء الكبيرة منها ، يحتاج إلى آلات وتجهيزات ميكانيكية تستورد من الخارج ، كما يحتاج الأمر لمعدات آلية للتشييد فى موقع البناء ووسائل نقل خاصة تستورد أيضاً من الخارج ، علاوة على أن تلك التجهيزات الآلية كلها تستلزم سنين طويلة لاستهلاكها اقتصادياً ، مما يقتضى ضرورة استمرار الطلب الكبير وانتظامه مع استمرار التطبيق الفنى لفترة زمنية طويلة ، وهما العاملان الأساسيان فى نجاح طريقة التصنيع المسبق للمبانى ، والتى قلما تتوفر فى الدول النامية فى الأوضاع الحالية على الأقل .

وعلاوة على ذلك فان تشغيل العمال وامتصاص البطالة ، وهى من أهم الأهداف المرجو تحقيقها فى الدول النامية ، تعتبر أكثر قبولا من استخدام الآلات المستوردة وماتستلزمه من عمالة فنية ماهرة قد تكون غير متوفرة .

من كل ذلك يبدو أن طريقة التصنيع المسبق للمبانى ، المستخدمة فى الدول المتقدمة صناعياً ، والتى اقتضتها الظروف والعوامل السابق الإشاره تفصيلا فى مجال الحديث عن الإسكان فى تلك الدول ، والتى لا تتوفر فى الدول النامية عموماً — سوف لا تؤثر على برامج التشييد إلا بعد استيفاء دراستها من جميع الوجوه وحيث تتواجد الأوضاع المؤاتية التى تبشر بنجاح استخدامها — وهنا تجدر الإشارة إلى توصية المؤتمر الإفريقى الآسيوى الثانى للاسكان المنعقد بسنغافورة فى أكتوبر ١٩٦٧ التى تنص على أنه : «يحسن قبل التفكير فى الأخذ بطريقة التصنيع المسبق فى مشروعات الإسكان ، بحث الموضوع بحثاً دقيقاً مع الأخذ فى الاعتبار الظروف المحلية والتجارب التى تمت فى بعض الدول النامية وتحليل نتائجها ، على أن تبذل الجهود للتدرج فى ميكنة وسائل البناء التقليديه » .

ومع أن كثيراً من الدول تقوم بالأبحاث والدراسات والتجارب وتنفيذ المشروعات النموذجية والإرشادية مستهدفة خفض تكلفة الإنشاء ، ومع أن نتائج كل ذلك تعتبر فعالة وهامة ، إلا أنه حتى الآن لا يمكن القول بإنه قد تم التوصل إلى خفض التكلفة بشكل ملحوظ لإنشاء مسكن منخفض التكاليف فى أدنى مستوى مقبول من حيث المشتملات والتجهيزات والمتانة ، وفى حدود إمكانيات أصحاب أدنى الدخول — مما يستلزم موالاة البحث والدراسة وإجراء التجارب والتوسع والتعمق فيها واعطائها أهمية كبرى لإمكان الوصول إلى تحسين نوعية البناء وخفض تكلفته .

* تنمية الموارد المالية وإنشاء الأجهزة المتخصصة :

يختلف دور الحكومات فى مجال الإسكان والتعمير ، من تولى كافة أعمال التخطيط والرقابة والتنفيذ فى كل مايختص باقامة المبانى السكنية مع توفير الاستثمارات والأراضى اللازمة والقيام بأعمال الإنشاء والأشغال ، إلى مجرد التدخل على مستويات خاصة وتقديم الحلول لمسائل معينة مثل تنظيم استعمالات الأراضى والرقابة عليها ، أو تقديم المساعدات المالية والقروض ، أو منح المعونة لمحدودى الدخل ، أو مراقبة الإيجارات ، أو العمل على إزالة الأحياء القديمة وإعادة التعمير ، وما إلى ذلك — وكل هذه الأعمال تحتاج إلى أجهزة فنية واقتصادية وإدارية لا تتوفر حالياً فى كثير من الدول النامية ، كما تستلزم توفير العاملين والفنيين والعمال المدربين للقيام بها — مما يقتضى إنشاء أجهزة ذات سلطات وموارد وعمالة كافية فى مختلف تلك المجالات المتصلة بالإسكان والتعمير ، وكذا تدريب الفنيين والملاحظين والإداريين ، وإنشاء الكليات والمعاهد والمراكز المتخصصة ، والاهتمام بالزيارات والإفادة من الخبراء ، مع ضرورة الترابط الكامل بين مختلف الأجهزة المعنية بشئون الإسكان والتعمير .

كما يستلزم الأمر ، من ناحية تنمية موارد التمويل ، ضرورة الاهتمام بانشاء وتدعيم الهيئات المتخصصة لتجميع المال الخاص الذى لا يوجه للاستثمار عادة بغير اجتذابة

لأغراض الإسكان ، وذلك عن طريق الجمعيات التعاونية ، وأجهزة الإدخار ، وبنوك الاقتراض — مع تطوير وتحسين أنظمة القروض والمنح والإعانات لأغراض الإسكان — وتعديل أنظمة الضرائب على المبانى السكنية — لتشجيع القطاع الخاص على المساهمة بكل طاقاته فى مجال الإسكان ودفعه إلى استثمار مدخراته فيها .

ولما كان حجم مشكلة الإسكان والمهمة الملقاة على عاتق الدول والسرعة اللازمة لمواجهتها وضخامة الموارد اللازمة لسد الثغرات القائمة ، تستدعى المعاونة الفنية والمالية الفعالة للدول النامية — فمن الضرورى إنشاء مؤسسات وهيئات للاسكان على المستوى الإقليمى والدولى وتنسيق وتركيز المساعدات الدولية والمتبادلة بوضع أفضل. حقيقة أنه سبق أن نشأت وتوطدت العلاقة بين الأمم النامية والدول المتقدمة صناعياً للعمل فى سبيل تحقيق أهداف التنمية والتقدم ، ولكن أمل الإنسانية المشترك فى تهيئة البيئة الطبيعية والاجتماعية التى تحافظ على الكرامة الإنسانية وتعاون التنمية الاقتصادية ، يستدعى التوسع السريع فى تقديم المساعدات والتعاون الفنى بين الدول للعمل على حل مشاكل الإسكان والتعمير .

وقد أكدت توصيات المؤتمر الإفريقى الآسيوى الثانى للاسكان بسنغافورة أهمية ذلك التعاون بالنص على أنه : « لما كانت مواد البناء لاتتوفر بكل أنواعها فى كل دولة من الدول الإفريقية الآسيوية : يوصى المؤتمر بتعزيز إمكانيات الأمانة العامة للمنظمة الإفريقية الآسيوية للاسكان بحيث تتمكن من الحصول على البيانات التفصيلية عن مواد البناء الطبيعية ، والمصنعة التى تتوفر لدى مختلف الدول الإفريقية والآسيوية الأعضاء فى المنظمة لنشرها بين تلك الدول بهدف تسهيل تبادلها بينهاما يؤثر بالخفض فى تكاليف مشروعات الإسكان .

كما نصت تلك التوصيات على أنه : « نظراً لنقص الخبرات الفنية فى بعض الدول الإفريقية والآسيوية وتوفرها فى البعض الآخر — يوصى المؤتمر بأن تقوم المنظمة الإفريقية الآسيوية للاسكان بحصر الكفايات المتوفرة فى مختلف التخصصات ونشرها بين مختلف الدول الأعضاء للافادة منها فى مشروعاتها » .

رابعاً — الاسكان والتنمية

ولو أن الدول تختلف كثيراً فى مستوى التنمية والتقدم الصناعى والاجتماعى ، وفى طبيعة نظمها الاقتصادية والسياسية ، إلا أن هناك اتفاق عام على أهمية الإسكان والتعمير كعنصر أساسى فى مستوى المعيشة وفى دوره كعامل هام فى عملية التنمية — وقد مضى الوقت الذى كان يعتبر فيه الإنفاق على الإسكان والتعمير انفاقاً غير منتج أو تقتضيه فقط العوامل الإنسانية أو حتى العوامل الجمالية — وأصبحت القرارات التى تتخذها الحكومات فى مجال الإسكان والتعمير تترجم عن فلسفتها الأساسية المتعلقة بالقدر المرجو للتقدم القومى والعناصر المؤثرة فى النمو والتقدم .

فالتنمية ليست هدفاً فى ذاتها — وإنما هى وسيلة لتحقيق هدف الغرض منه تغيير معيشة الناس إلى الاحسن — وهى عبارة عن تعبئة لموارد الدولة أو الأقاليم ، سواء الطبيعية أو البشرية أو الصناعية أو الزراعية أو المهنية وغيرها ، وتخطيط استخدامها الأمثل لتحقيق مستوى متزايد من الثروة المادية والحياة الاجتماعية وتلبية الاحتياجات الشخصية وتوسيع قاعدة المشتركين فى الإفاده من عملية التنمية — كما لا يتم تحقيق الأهداف الأساسية من تلك التنمية إلا إذا انعكست القيم الإنسانية والاجتماعية للمجتمع على تلك الأهداف .

ولم يعد من اللازم التأكيد بأن الاستثمار فى الإسكان والتعمير لا يعتبر استثماراً غير منتج بالمقارنة بالمشروعات الإنتاجية البحتة كالمصانع والتعدين وغيرها — ولم يعد الإسكان يعتبر هاماً من وجهة النظر الاجتماعية فحسب ، وإنما يعتبر هاماً وجزءاً ، لا يتجزأ من عملية التقدم الاقتصادى — وأصبح من المؤكد أن التوسع فى مشروعات الإسكان وزيادة النشاط فيها تساهم مساهمة فعالة فى التنمية الاقتصادية نفسها ، إذ أنها :

١ — تخلق مجالات العمل فى صناعة مواد البناء وقطاع التشييد :

وتتيح قدراً كبيراً من فرص العمل للعاطلين أو العمال الغير مهرة وخاصة من المشتغلين أصلا بالزراعة والنازحين من الريف إلى المناطق الصناعية — وتعتبر كمرحلة إنتقالية عند اندماجهم فى الحياة الحضرية — فمن المشاهد أن العمالة فى التشييد هى أول أعمال صناعية يزاولها النازحون من الريف — كما تعتبر إحدى وسائل التدريب لتكوين رصيد من العمال اللازمين للمصانع والأشغال العامة واحتياجات التنمية الأخرى مع إمكان زيادة طاقتها بسهولة أكثر عن باقى الصناعات وانخفاض الانفاق الاستثمارى اللازم لزيادة هذه الطاقة بالنسبة للصناعات الأخرى .

ويمثل كل ذلك عاملا هاماً فى زيادة العمالة ودوامها ، مع ما يتبعها من رفع فى مستويات الأجور وبالتالى زيادة إمكانية السكان على مواجهة تكاليف المعيشة عموماً .

٢ — تؤثر فى إنتاجية العامل :

فمما لا شك فيه أن الإسكان غير الملائم والمكدس يزيد من الغياب بسبب اعتلال الصحة ويخفض من إنتاجية العامل ومدة حياته العملية المنتجة ، وبذلك فلا يؤثر التوسع فى الإسكان بتوفير العمالة المباشرة وغير المباشرة فى إنتاج مواد البناء وقطاع التشييد فقط ، وإنما يؤثر أيضاً فى إنتاجية العامل والكفاءة فى عمله .

٣ — تساعد على تقدم صناعة البناء وخفض تكلفة التشييد :

إذ أن مقدار الاستثمارات الممكن تحقيقها فى نطاق موارد محدودة ، تتأثر بقدر كبير بتكاليف مواد البناء وأعمال التشييد التى تمثل القدر الأكبر فى تكوين الأصول الثابتة فى جميع مراحل التنمية الاقتصادية . ومن المؤكد أن التوسع فى مشروعات الإسكان ووضع الخطط طويلة الأجل فى مجاله ، يساعد على التصنيع الاقتصادى لمواد البناء اللازمة ليس فقط لأعمال الإسكان وإنما لأعمال التشييد عموماً نتيجة لزيادة الطلب على تلك المواد وانتظامه والتمكين من التخطيط السليم لإنتاج مواد البناء على نطاق واسع (Mass Production) وتطوير أساليب التشييد وزيادة طاقته بهدف خفض التكلفة ، مع ملاحظة أن التخلف فى صناعة البناء يستتبعه بالضرورة الالتجاء إلى استيراد مواد البناء والخبرات الفنية من خارج البلاد ، وإنفاق كان من الممكن استخدامه فى المشروعات الأخرى اللازمة للتنمية الاقتصادية .

٤ — تساعد على تجميع المدخرات :

حيث أن الإدخار لأغراض الإسكان مرغوب فيه من الناس جميعاً نظراً لأن الإسكان هدف شخصى واضح محبوب يقدر جميع السكان فوائده ولا يحتاجون إلا لتشجيع قليل للمساهمة فى تجميع رأس المال عن طريق الادخار لأغراض الإسكان — وعلى ذلك فان التوسع فى مشروعات الإسكان تساهم مساهمة فعالة فى التنمية الاقتصادية بخلق عادة الادخار بين المواطنين من جهة وعن طريق المبالغ المدخرة نفسها .

٥ — تدفع إلى زيادة الجهد فى مجالات العمل :

نظراً لأن العامل الإنسانى هام جداً فى التنميه الاقتصادية والتحسن فى السكن يعطى المعنى الشخصى للتقدم الاقتصادى ويؤكد الاقتناع بامكان التنمية والتقدم باعتباره دليلا هاما وملموساً عن ذلك التقدم ، مما يحفز لزيادة خطواته ويدفع لزيادة الجهد فى العمل ومضاعفة الطاقة فيه .

٦ — النقص فى الإسكان يتبعه ارتفاع الايجارات :

مما يقتضى وضع القيود على القيمة الإيجارية بما يؤثر على استثمار القطاع الخاص فى أعمال الإسكان ، ومدى صيانة المبانى القائمة وترميمها للحفاظ عليها ، ويلجىء الدولة إلى إنشاء المساكن بمعرفتها والمساهمة فى خفض إيجاراتها — كما أن ارتفاع الإيجارات — يمتص قدراً من المال كان من الممكن أن يوجه للادخار والمساهمة فى الاستثمار .

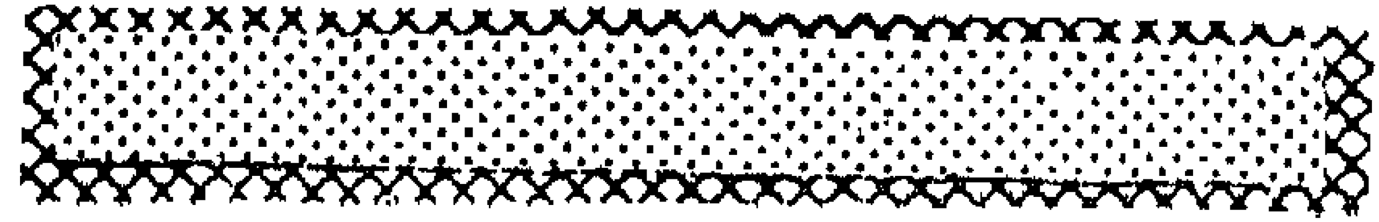
وبالإضافة لكل ذلك ، يعتبر الإسكان مكملا وضرورياً للمشروعات الصناعية واستصلاح الأراضى للزراعة ، كما يخلق التوسع فيه مجالات طيبة فى التقدم التكنولوجى وفى نطاق الحرف وأعمال الإدارة وصناعة المقاولات .

* * *

إن الإسكان والتعمير هو المجال الذى يتلاقى فيه التقدم الاقتصادى ، مما يقتضى ضرورة التكامل بين مشروعات الإسكان والتعمير ، وبين مشروعات التنمية الاقتصادية والاجتماعية عموماً فى جميع المراحل — مع ضرورة إحلال الإسكان والتعمير المكان الواضح فى سياسات التنمية القومية وتخصيص الموارد المالية الكافية واتخاذ الإجراءات اللازمة لمواجهة مشكلاته والسيطرة عليها .

* * *

مفهوم الفراغ فى العمارة



للدكتور المهندس عصام عبده بدر
والدكتور المهندس محمد سامى الشافعى

مفهوم العمارة خلال العصور التاريخية :

بدأ الإنسان يشعر بالفراغ منذ الوقت الذى حاول فيه أن يقتص لنفسه جزءاً من الفراغ اللانهائى الذى يحيط به ليكون له ملجئاً يقيه عوامل الطبيعة ويحميه من الحيوانات المفترسة ، وسواء حاول تحقيق هذا الغرض باستعمال الكهوف الطبيعية فى الجبال أو أقام أكواخاً أو خياماً من فروع الشجر وجلود الحيوانات فقد كان فى ذلك يشكل فراغاً يرتاح إليه مستعملا أدواته البسيطة التى أمكنه صنعها من عظام الحيوانات أو الحجارة أو المعادن وبدأت بذلك أولى المحاولات نحو تشكيل الفراغ .

وقد ظل شكل الفراغ المعمارى عصوراً طويلة بعيداً عن أن يكون موضوع اهتمام المعماريين فى أعمالهم وإنما تكون كنتيجة تلقائية للمفهوم المعمارى الذى ساد خلال هذه العصور حيث اعتمد أساساً على طرق الإنشاء والنسب والزخارف دون أن يكون شكل الفراغ الناتج أو علاقته بالفراغات الأخرى سواء الداخلية أو الخارجية موضعاً للدراسة أو عاملا يؤثر بأى صورة من الصور على التصميم ، وحتى منتصف القرن الثامن عشر كان داخل المبنى لا يزيد عن كونه فراغاً مقفلا كالصندوق أو مجموعة من الصناديق تفصل بينهما الحوائط السميكة أو صفوف الأعمدة وحتى عندما استعملت الأفنية الداخلية فى عمارة قدماء المصريين أو الرومان مثلا فإنها كانت مفصولة عن العناصر المحيطة بها بالحوائط الحاملة التى تحيط بالفناء .

وقد اعتمد التصميم المعمارى عند الإغريق والرومان أساساً على النسب فاستعملوا وحدة قياسية Module لتكون أساساً لقاسات الأعمدة والمسافات بينها وارتفاع الأدوار وغير ذلك من المقاسات وظلت النسب أساساً لعمارة العصر القوطى الذى اعتمد فيه البناؤن على نسب مثلثه فى تصميم الواجهات والقطاع وباقى أجزاء مبانيهم ولعبت النسبة المعروفة بالقطاع الذهبى Golden Section دوراً هاماً فى الحصول على تأثيرات بصرية كانت هى الهدف الأساسى فى التصميم ،

ثم عادت النسب التي سيطرت على العمارة الرومانية تفرض نفسها في عصر النهضة الذى كان إحياء للطراز الرومانى بكل ما فيه من قواعد وأسس .

وفي عمارة عصر الباروك بدأت السطوح تلعب دوراً أكثر أهمية ، فقد كان لتقدم العلوم الرياضيـة والهندسية الفراغية أكبر الأثر إمكان استعمال الأسطح المنحنية بعمارة فائقة ونتج عن ذلك فراغات داخلية تتسم بمرونة شكلية كبيرة Plasticity بحيث بدت كما لو كانت قد شكلت بيد نحات مما أعطى لها تعبيراً يتخلف تماماً عن التعبير الناتج عن الفراغات السابقة لطراز الباروك وبحيث أصبح أكثر تأثيراً بخصائصه .

وقد ظلت العمارة طيلة هـذه العصور التاريخية وحتى منتصف القرن العشرين تخضع بصفة عامة لنظرية فتروفيوس Vitruvius المعروفة والتى تعرف العمارة السليمة بأنها تلك التى تحقق عناصر ثلاثة هى : الجمال والمتانة والمنفعة ، وعدا هـذه المقومات الثلاثة والتى لا غنى عنها فى أى وقت من الأوقات فإن فتروفيوس لم يشر إلى الفراغ كأحد العوامل فى التصميم المعمارى وظل التطور المعمارى فى العصور المختلفة يعكس عناصر فتروفيوس الثلاثة كأساس للتصميم وربما حاول المعماريون أحياناً تأكيد أحدها بالاتجاه أحياناً نحو نواح جمالية أو إنشائية أو وظيفية ، ولـكن الفراغ نفسه لم يكن مجالا لأى تطور مقصود للفراغ نفسه كما لم تكن هناك محاولة مقصودة لدراسة العلاقة بينه وبين الفراغات الأخرى .

واقتصرت محاولات المعماريين الأوائل فى معالجـة فراغاتهم على زخرفة الأسطح التى تحددها والتى وجد فيهـا الفنانون والرسامون مجالا لإظهار براعتهم ونرى ذلك واضحاً فى الرسومات الحائطية والنحت البارز فى عمارة قدماء المصريين وفى عمارة الإغريق والرومان كما انتشر استعمال الفسيفساء فى العمارة البيزنطية وسادت الرسومات أقبية وحوائط فراغات عصر النهضة والباروك وقد ساعد هـذا الاتجاه الزخرفى على البعد تماماً عن المفهوم الفراغى الحقيقى ذى الأبعاد الثلاثة والذى يعتمد على الأسطح المجردة كوسيلة لخلق فراغ له خصائص معينة حيث أن هذه الزخارف طغت بتأثيرها على تأثير الفراغ الذى تملأ جوانبه .

وأما من ناحية الفراغ الخارجى فلم يتجه المعماريون إلى اعتباره عاملا فى التصميم وأنصب اهتمامهم على الواجهات بصفة عامة كمظهر تعبيرى لمبانيهم ، وكذلك لم يحاولوا إيجاد علاقات فراغية بين المبـانى إلا فى عصر الباروك ، ولـكنها بنيت على أسس كلاسيكية بحتة تقرب إلى فن الزخرفة أكثر مما تنتمى إلى اعتبارات فراغية سليمة تبنى عليهـا العلاقات بين المبانى المختلفة التى تضمها منطقة واحدة .

وقد ظلت العمارة حتى عصر النهضة تمثل باستعمال المساقط الأفقية والواجهات والقطاعات والتى لا تظهر فى أى عمل معمارى سوى بعدين من أبعاده ، وباكتشاف المنظور حوالى عام ١٤٢٥ أمكن إضافة البعد الثالث الذى خلت منه الرسومات المذكورة وفى القرن العشرين بدأ عامل جديد فى الظهور أدى إلى انقلاب كبير المفهوم الفراغى فى العمارة ، هـذا العامل الجـديد هو الزمن ، والذى اعتبره بعض النقاد المعماريين بعداً رابعاً إلى جانب الأبعاد الثلاثة التقليدية التى تظهر فى الرسومات المعمارية .

أثر المنظور والفن التكعيبى :

كانت الرسومات حتى عصر النهضـة تتسم بسطحية واضحة تخلو من العمق . وفى أوائل القرن الخامس عشر اكتشف رسامى فلورنسا قواعد المنظور ، وبذلك أمكن إظهار أبعاد ثلاثة من الرسومات هى العرض والارتفاع والعمق . وفى ذلك الوقت كان كثير من المعماريين يلجئون

إلى الرسامين لإخراج الأعمال التى يقومون بتصميمها بالمنظور الذى برعوا فيه إلى حد كبير .

ويعتبر اكتشاف المنظور بداية الطريق نحو محاولة تبين خصائص الفراغ ، إذ أنه قد أمكن بواسطة تمثيل الفراغ على أساس رؤيته من نقطة نظر محدودة ورسم أبعاده الثلاثة كما تراها العين من تلك النقط بدلا من طريقة الإسقاط العمودى على مستوى رأسى والتى تبين بعدين فقط من أبعاد الفراغ . وقد أخذ المعماريون منذ اكتشاف المنظور يعتمدون عليه فى تصميم مبانيهم والفراغات التى تحويها وكذلك فى التخطيط وما زال الكثير من المعماريين حتى وقتنا هذا يعتمدون عليه فى دراستهم المعمارية المختلفة .

وقد ظل المنظور مدة خمسة قرون تقريباً أداة تفهم الفراغ حتى بدأ الإنسان يكتشف للفراغ بعداً رابعاً غير الأبعاد الثلاثة التى يمثلها المنظور وهو بعد (الزمن) ، وظهر هذا البعد الرابع نتيجة لتطور الفن التجريدى Abstract Art والذى بدأ قبل الحرب العالمية الأولى بوقت قصير ، وقد بدأت هذه الثورة الفنية بالفن التكعيبى Cubism حوالى عام ١٩١٠ بباريس ، وكان بيكاسو من أهم الشخصيات فى هذه الحركة . ويرى الفنانون التكعيبيون أنه لا يكفى لاستيعاب أى جسم أن ننظر إليه من نقطة نظر ثابتة حيث أن تغيير نقطة النظر يترتب عليه تغيير الصورة التى نراها ، ومن ثم فإن حقيقة أى جسم لا يمكن أن تكون هى أبعاده الثلاثة التى يمثلها منظور له رسم من نقطة محددة ولا بد من رؤيته من عدد لا نهائى من نقط النظر ورسم منظورات للجسم منها وبهذا التغيير المستمر فى نقط النظر أضيف بعداً جديداً للأبعاد التقليدية الثلاثة للجسم وهو بعد الزمن .

واعتبر رسامو الحركة التكعيبية أن الشكل الخارجى لكل جسم نراه إنما هو نتيجة تكوين داخلى يفسر الشكل الذى يبدو به ، وطبقاً لاعتبارهم هذا فإنهم لم يكتفوا برؤية الجسم من الخارج بل نادوا بضرورة تحرك نقطة النظر داخل الجسم نفسه وذلك للوصول إلى حقيقة الجسم وهم فى تمثيلهم للجسم يجعلون صوره المتعددة فوق بعضها ، ويتمثل ذلك واضحاً فى رسم بيكاسو لوجه امرأة فى البروفيل والواجهة فى وقت واحد ، وبدلاً من الخطوط التى تنتهى عند نقطة واحدة والتى تميز المنظور لجأ الفنانون إلى الاعتماد على الأسطح المتباينة إما فى أمامية الصورة أو فى خلفيتها وإما متقاطعة أو غير متقاطعة وغالباً ما تكون شفافة ليظهر بعضها خلف البعض ونرى هذه العلاقات واضحة فى لوحة بيكاسو المشهورة الحياة الساكنة Still Life (١٩١٤) وكذلك فى أعمال براك مثل لوحة Collage (١٩١٣) وذهب الفنانون فى تأكيد الأسطح وأظهر التباين بينها إلى أنهم استعملوا اللون مباشرة وفى خطوط متعرجة على سطح اللوحة وفى بعض الأحيان حاولوا ذلك عن طريق تغيير ملمس السطح نفسه بإضافة مادة خشنة عليه كذرات الرمل أو الزجاج أو نشارة الخشب .

وقد ناقش الكتاب المعماريون فكرة البعد الرابع فى العمارة وأثره فى قيمة الأعمال المعمارية وفى تفهم الفراغات الداخلية لها واستعملوا اصطلاح الفراغ الزمنى Space time للتعبير عن عامل الزمن فى الفراغ ، وقد حاول سيجفريد جيديون فى كتابه Space, Times & Architecture إيجاد علاقة بين الفراغ الزمنى وبين نظرية النسبية لاينشتين وكذلك حركات الفن التعبيرى ، وهو يرى أن عادة الرؤيا للأشياء فى حدود أبعاد ثلاثة قد تمكنت فى العقل البشرى منذ اكتشاف المنظور وأنه لا بد لاستيعاب أى مبنى من إدخال عامل الوقت كقياس للانتقال من مكان لآخر ، ويتم هذا الانتقال بطبيعة الحال بواسطة المشاهد نفسه حيث أن المبنى نفسه ثابت لا يتحرك وبهذا المفهوم فإننا نستطيع تقييم وتقدير الفراغ الزمنى للمنشأ بأن نتحرك خلاله وحوله وداخله ، ويرى جيديون أن الإحساس بالفراغ يتم فى

أحسن صورة فى المبانى التى يغلفها الزجاج حتى تستطيع العين أثناء تحركها استيعاب كل من الفراغ الداخلى والخارجى فى نفس الوقت الذى تتحرك فيه خلال أى منهما .

وللدلالة على أهمية الفراغ الزمنى يشير جيديون إلى فيلا سافوى شكل (١٤) التى قام لوكوربوزييه ببنائها عام ١٩٢٨ على شكل مكعب مرفوع على أعمدة ، وهو مبنى لا يمكن إدراكه من نقطة نظر واحدة حيث أنه مفرغ فى كل الاتجاهات من أعلا ومن أسفل ومن الجوانب بحيث يظهر أى قطاع فيه الاتصال المستمر بين الفراغات الداخلية ببعضها وكذلك بينها وبين الفراغات الخارجية ولا يمكن الإحساس بهذه العلاقات وهذا التكوين إلا بممارسة الفراغ الناتج عنها فعلا بالمرور فى أجزاء المبنى المختلفة .

إلا أن الكاتب المعمارى بيتر كولنز يرى رأياً آخر فى الفراغ الزمنى عبر عنه فى كتابه (Changing Ideals in Modern Architecture) فهو ينفى وجود أى تفسيرات مفصلة عن مثل هذا الفراغ فى كتابات أينشتين الذى لم يعطى الفراغ فى العمارة أهمية كبيرة واعتبر أن الفراغ إنما هو جزء صغير من سطح الأرض محدد باسم خاص به ونظام يتعلق بالمواد المكونة له والأشياء الموجودة فيه فحسب . وقد ذكر أينشتين رأيه هذا فى تقديمه لبحث ماكس يامر عن مفاهيم الفراغ ويرى كولنز أنه من العسير إدخال عامل الزمن فى تقدير الفراغ نظراً لصعوبة تحديد سرعة قياسية للسير فى الفراغ بحيث تجعل من الزمن بعداً رابعاً بطريقة واضحة ، ولكنه على أى حال لم ينف الفكرة القائلة بضرورة ممارسة الفراغ المعمارى .

وقد جعل برنو زيفى للفراغ أهمية كبيرة ، حتى أنه اعتبر الأعمال الانشائية التى لا تحوى فراغاً داخلياً كأقواس النصر والكبارى والمسلات أعمالا لا تنتمى للعمارة وإنما تدخل ضمن نطاق فن النحت ، وهى إنما تبدأ وظيفتها المعمارية فى الوقت الذى تدخل فيه كعناصر فى تكوين الفراغات داخل المدينة ذاتها Urban Spaces . وقد أشار إلى أن ممارسة أى فراغ بتحرك نقطة النظر داخله فى مسار معين قد لا يكون كافياً حيث أنه من الممكن وجود عدد لا نهائى من المسارات تعطى تأثيرات مختلفة لنفس الفراغ .

وقد تأكد عامل الزمن فى الحركة الفنية التى ظهرت فى إيطاليا فى بداية العقد الثانى والمعروفة باسم Futurism والتى كانت تعتمد أساساً على تمثيل الحركة فى حد ذاتها باعتبار أن (السرعة) هى الصفة المميزة للعصر ولذا حاول الفنانون تمثيلها والتعبير عنها فى أعمالهم وتتبعهم فى ذلك المهندسون مثل سانت إيليا Sant'El ia الذى قام بتصميم ناطحة سحاب (١٩١٤) تحوى مصاعد وسلالم بحرية كبيرة تتيح له أكثر من طريقة لممارسة الفراغ الناتج . وجدير بالذكر أن مثل هذا التغيير المستمر لنقط الرؤيا قد كان من أهم الصفات الفراغية التى ميزت برج إيفل (١٨٨٩) والتى أحس بها الرسام روبرت دلونى Delauney وحاول التعبير عنها فى رسمه المشهور للبرج (١٩١٠) .

بداية الإحساس بالفراغ :

مضت ثلاثة قرون بعد اكتشاف المنظور حتى بدأ تطور هام آخر نحو اكتشاف خصائص الفراغ وتأثير العلاقات الفراغية المختلفة فقد أخذت الحدائق الرومانتيكية فى الانتشار عند منتصف القرن الثامن عشر خاصة فى انجلترا حيث ساد فن رسم اللوحات التى تمثل المناظر الطبيعية وتأثر بذلك منسقو الحدائق فى القصور والفيلات فأخذوا يحاولون التحرر من الأشكال الهندسية الزخرفية ليحققوا تصميمات تبدو فيها الحدائق أقرب إلى الطبيعة منها إلى تنسيق متعمد ، فتميزت تلك الحدائق بإدخال عامل التغيير والمفاجأة الذى

تتصف به الطبيعة واستعانوا لذلك باستعمال الأحجار والغابات الصناعية والبرك وكذلك عن طريق التفاوت فى المساحات وطرق توزيعها وفى اختلاف الطرق المنحنية المؤدية إليها ، وبذلك تحقق فى تلك الحدائق تتابع وتفاوت فراغى ينقل المعين من دائرة الزخرفة الضيقة إلى إمكان الإحساس بأثر ممارسة الفراغ بطريقة أكثر إيجابية .

وقد ساعد على تطور الإحساس بخصائص الفراغ فى هذه الفترة تطور الحديد كمادة إنشائية واستعماله فى منشآت هيكلية مع تغليف الفراغ الداخلى بمسطحات زجاجية ، وبدأت بذلك تجربة فراغية لم يسبق لها مثيل خلال عصور التاريخ ، فللمرة الأولى اندمج الفراغ الخارجى مع الفراغ الداخلى فى وحدة رائعة بعكس ما كان سائداً من فصل بين الفراغين بالحوائط الحاملة السميكة كما أن الإنشاء نفسه بدا واضحاً فى الفراغ الداخلى بمكوناته الخطية البسيطة ، وقد بدأ هذا التطور فى معرض قصر الكريستال بلندن (١٨٥١) الذى بناه عالم النباتات المشهور جوزيف باكستون ، وأخذت هذه الوحدة الفراغية تلعب دوراً هاماً فى المبانى الحديدية فى القرن التاسع عشر وبلغت أقصى تطور لها فى ذلك القرن فى مبنى صالة الماكينات بمعرض باريس الدولى للمهندسين دوتيرت وكونتامين (١٨٨٩) والذى أحدث بتأثيره الفراغى دوياً هائلا فى الأوساط المعمارية .

وزادت أهمية الفراغ المعمارى فى النصف الثانى من القرن التاسع عشر بظهور حركة التحرر من الطرز القديمة ونبذ الزخارف والصور الحائطية التى كانت تمتلىء بها الجدران والأسقف . وبتخلص العمارة من تلك العناصر الموروثة تأكدت أهمية الحائط المستوى الخالى من الزخارف كعنصر أساسى فى التكوين المعمارى ويظهر ذلك واضحاً فى مبنى البورصة بامستردام للمهندس هندريك برلاج (١٨٩٨-١٩٠٣) وكذلك فى أعمال المهندس ريتشارد سون بالولايات المتحدة فى ذلك الوقت . وقد أمكن تجريد الحوائط من الزخارف مما أدى إلى وضوح تأثير الفراغ الناتج من وضع هذه الحوائط بالنسبة لبعضها حيث أن وظيفتها أصبحت قاصرة على خلق الفراغ فحسب ولم تعد مجرد مكان للفنانين يعرضون عليه مقدرتهم فى الرسم والزخرفة .

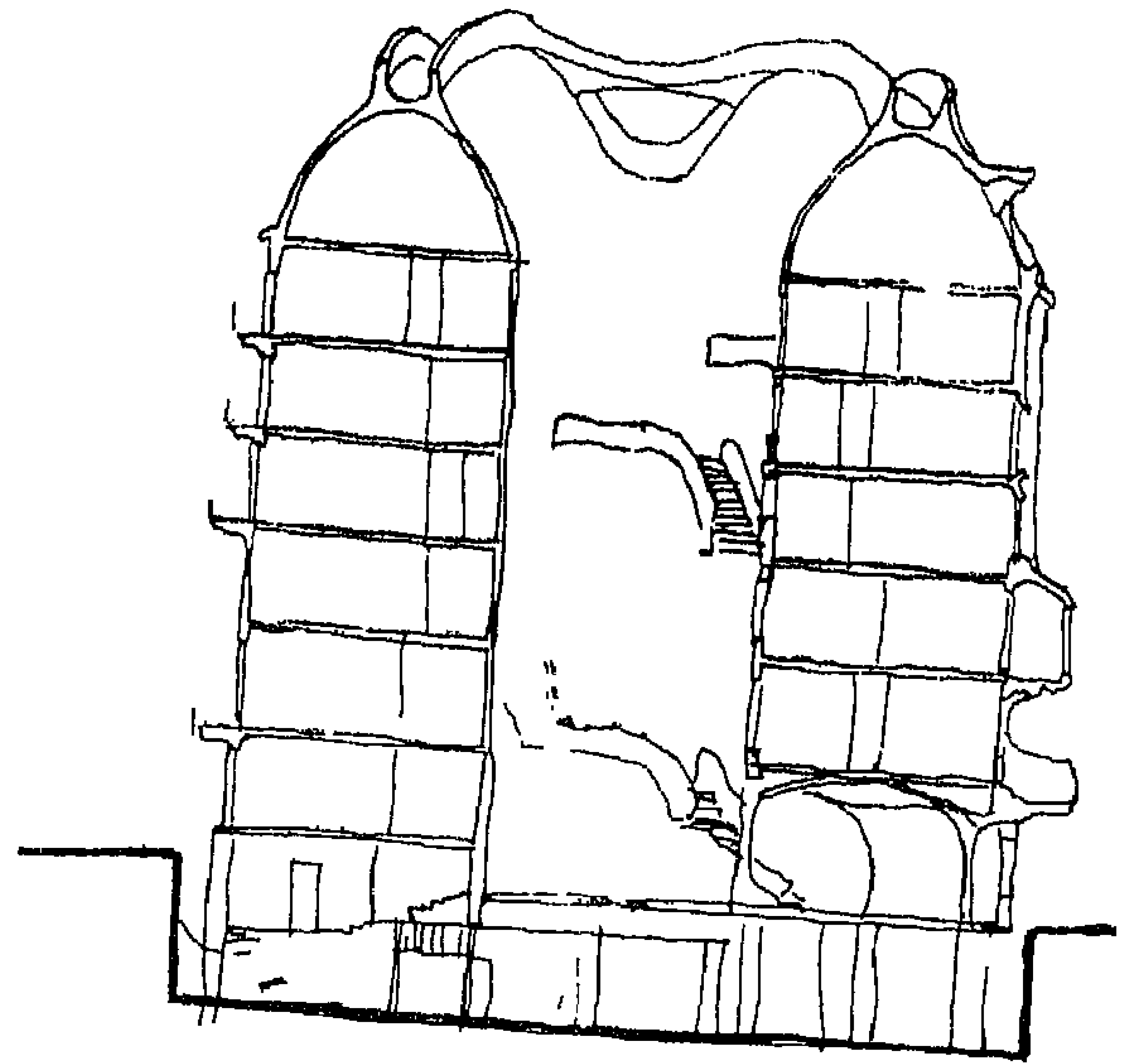
ظل الكتاب والنقاد المعماريين حتى بداية القرن التاسع عشر لا يتناولون المسائل المعمارية إلا من ناحية الإنشاء أو تحليل النواحى الجمالية فحسب . ولم ترد فى كتاباتهم كلمة فراغ إلا نادراً وكان من أوائل من أشاروا إلى الفراغ هوراتشيوجرينوه Greenough (١٨٠٥ — ١٨٥٢) الذى ذكر فى إحدى مقالاته ما أسماه بالتكوين العلمى للفراغات والأشكال ، كما استعمل كونستانت ديفو Constant Defoux بعد ذلك تعبير «توزيع الفراغات» فى إحدى مقالاته التى كتبها فى عام ١٨٧٤ وكذلك أشار شوازى Choisy ودونالدسون Donaldson إلى الفراغات التى تحويها العمارة الرومانية .

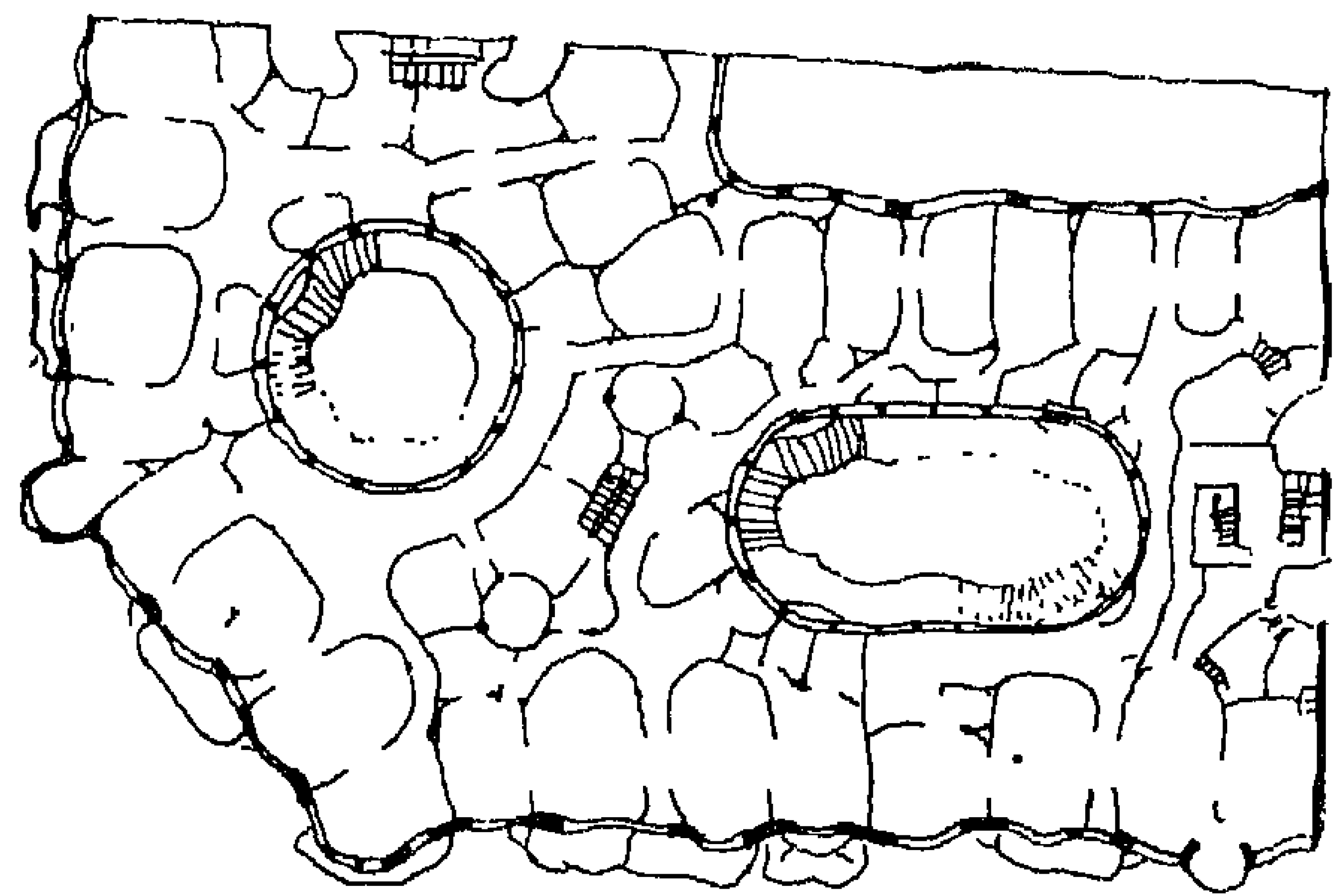
والواقع ان كلمة فراغ التى وردت بهذه الكتابات من وقت لآخر لم تذكر للتعبير عن الفراغ بمعناه الصحيح ولكن للاشارة إلى الأجزاء المختلفة من المبانى ومن المحتمل أن بداية استعمال هذه الكلمة بمعناها الصحيح قد كان نتيجة لاستعمال الكتاب الألمان لكلمة Raum فى كتاباتهم والتى تفيد إلى جانب معناها كفراغ معنى كلمة (حجرة) وهو الأمر الذى سهل على هؤلاء الكتاب تصور أى حجرة كجزء اقتطع من فراغ غير محدود وعلى هذا الأساس أشار الكاتب الألمانى هيجل Hegel فى محاضراته عام ١٨٢٠ إلى أن الغرض من أى مبنى هو تحديد جزء من الفراغ لاستعمال معين وقد قام بعد ذلك هيرنج فولفلين Heinrich Wolflin بإدخال الفكرة الفراغية كوسيلة للنقد والتحليل فاتبع بذلك أسلوباً جديداً فى شرحه للطرز المعمارية المختلفة والتى كان يقوم بتدريسها فى الجامعات التى عمل أستاذاً بها بسويسرا وألمانيا ،

ومن تلامذته سيجفريد جيديون Sigfrid Giedion الذى سار على نفس المنهج الذى بدأه أستاذه وكان فى مقدمة من قاموا بتحليل الفراغ الزمنى فى العمارة وشرح جوانبه المختلفة .

المفهوم الفراغى فى العمارة المعاصرة

تمثل أعمال أنطنيو جودى Antonio Gaudi الأسبانى (١٨٥٢ — ١٩٢٦) رغماً عن افتقارها إلى وضوح المنطق الإنشائى مرحلة فريدة فى تطور الفراغ المعمارى ، فقد عالج فراغاته بنفس الطريقة التى يحاول النحاتون بها تشكيل أعمالهم واتصفت أعماله بمرونة شكلية قوية التأثير وقد أخضع المواد التى استعملها كالطوب والحجارة إلى ذلك الاتجاه رغم افتقارها إلى خاصية المرونة الشكلية التى تتصف بها الخرسانة حيث يمكن صبها فى أى قالب بسهولة وقد استعان لتشكيل هذه الفراغات بعمل دراسات على نماذج من السلك أو الجبس حيث أنه لم يكن ممكناً تصور هذه الفراغات بالاعتماد على الرسومات فحسب .





شكل ١ — عمارة كاسميلا السكنية للمهندس أنطونيو جودى خلق فراغات نحتية بالغرف والطرقات

وتتمثل المرونة المطلقة والحرية التى لا حدود لها فى العمارات السكنية التى بناها جودى مثل Casa Mila شكل (١) والتى تأخذ الحوائط فيها اتجاهات منحنية حرة وتكون مع السقف سطحاً مستمراً دون وجود خط تقاطع واضح بينهما كما أن جودى كان من أشد المتحمسين للسطح الزائدى Hyperbolic parabolic وقد كان يعزو إليه صفات قدسية . ويبدو أن صفات هذا السطح الشكلية هى التى أثرت على جودى أكثر من صفاته الإنشائية وتتجلى براعة جودى كمشكل للفراغ فى أهم أعماله وهى كنيسة ساجرادا فاميليا Sagrada Familia والتى بدأ البناء فيها عام ١٨٩٠ وقد نجح جودى فى تلك الكنيسة سواء فى داخلها أو خارجها فى تحقيق عمارة لا يمكن تمييزها عن النحت فى خواصها الشكلية .

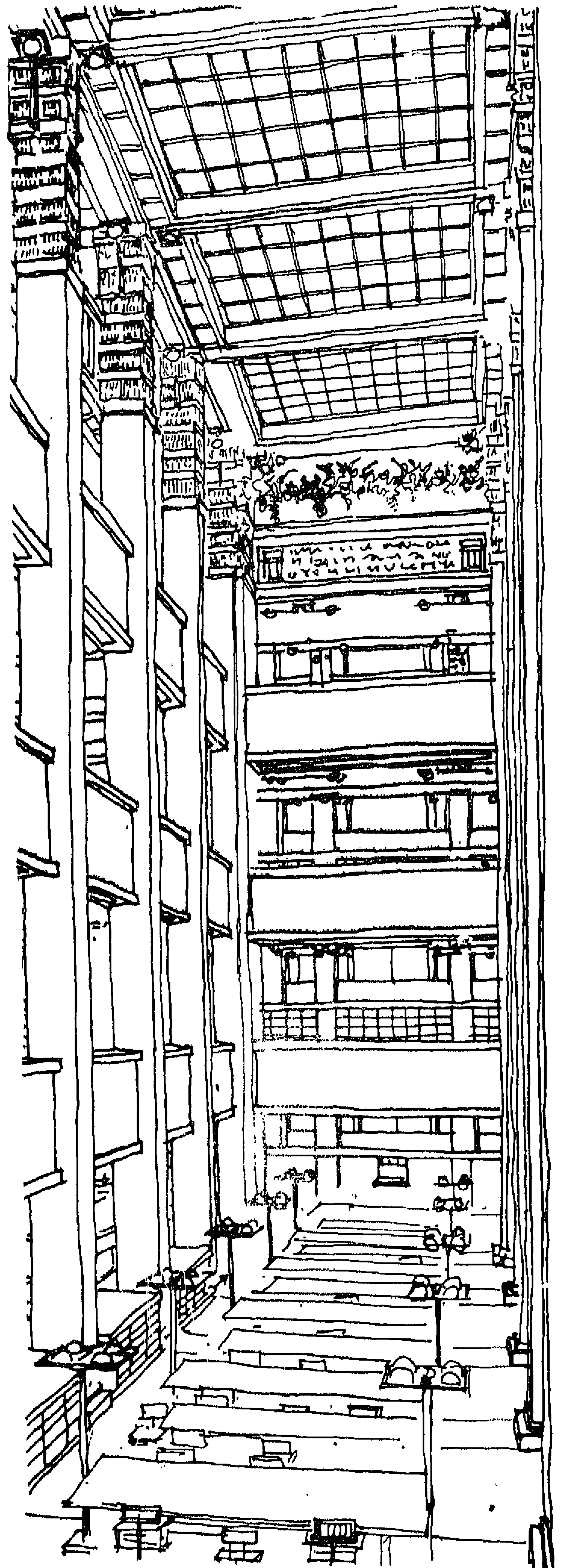
فرانك لويد رايت

من المعماريين الأوائل الذين تأكد الفراغ كعامل أساسى فى أعمالهم المهندس المعمارى فرانك لويد رايت الذى كان يجعل للعلاقات الفراغية المقام الأول فى تصميم جميع أعماله ، فنجد أن فراغاته الداخلية لا تحدد بالاستعمالات المختلفة بل تنساب داخل بعضها وتتغير أحجامها فى تفاوت يحقق عنصر المفاجأة والتعبير بصورة فعالة ، وقد بدأ رايت ذلك الاتجاه منذ مبانيه السكنية الأولى والمعروفة باسم Prairie houses وكان فى استعماله للأسطح Planes لتكوين هذه

الفراغات غير متأثر بالحركات الفنية فى أوروبا كالمذهب التكعيبي والمذاهب الفنية التى تتبعه بل كان فى الواقع سابقاً لها .

ولم يقتصر رايت فى أعماله على خلق الفراغات المتداخلة أفقياً فحسب بل جعل من هـذا التداخل أساساً فى التصميم حتى أنه فى مبناه المعروف Larkin Building شكل (٢) لجأ إلى خلق فراغ رئيسى بالداخل تنساب فيه فراغات الأدوار المختلفة التى تطل عليه كما أن هـذا الفراغ الرئيسى يتصل بالفراغ الخارجى عن طريق السقف الزجاجى الذى يعلوه ، وكان هذا المبنى الذى تم تشييده فى عام ١٩٠٤ بداية لتغيير المفهوم المعمارى إلى اعتبار الفراغ عاملا أساسياً فى التصميم لا يقل شأناً عن العوامل التقليدية فى خلق العمارة السليمة وهى المتانة والمنفعة والجمال بحيث يصبح الإحساس بالعلاقات الفراغية المختلفة الناتجة من تتابع الرؤيا وتحرك نقطة النظر أساساً فى تقدير أى عمل معمارى .

وتتجلى براعة رايت كمصمم للفراغ فى مبانى المعامل والإدارة التى بنـاها لشركة Johnson Wax فى راسين بوسكنسن (١٩٣٦ - ٣٧) و (١٩٤٩ — ٥٠) فأما مبنى المعامل شكل (٣) فقد حقق فيه فكرته الإنشائية فى إنشاء مبنى للمكاتب بحيث يكون الهيكل الإنشائى فيه كشجرة ذات جزع مثبت فى الأرض ويرتفع إلى أعلا بحيث تتشعب فروعها فى اتجاه أفقى يمثل الأدوار المختلفة وبذلك أمكنه أن يحرر الواجهة من العناصر الإنشـائية التى تعترض الغلاف الزجاجى للمبنى بحيث يحقق الاندماج الكامل بين الفرغ الخارجى والفراغ الداخلى وصممت الأدوار بحيث يأخذ المسقط الأفقى لهـا شكلا مربعاً ثم مستديراً على التوالى . وبذلك أمكنه أن يحقق تداخلا فراغياً داخلياً بين كل دورين .



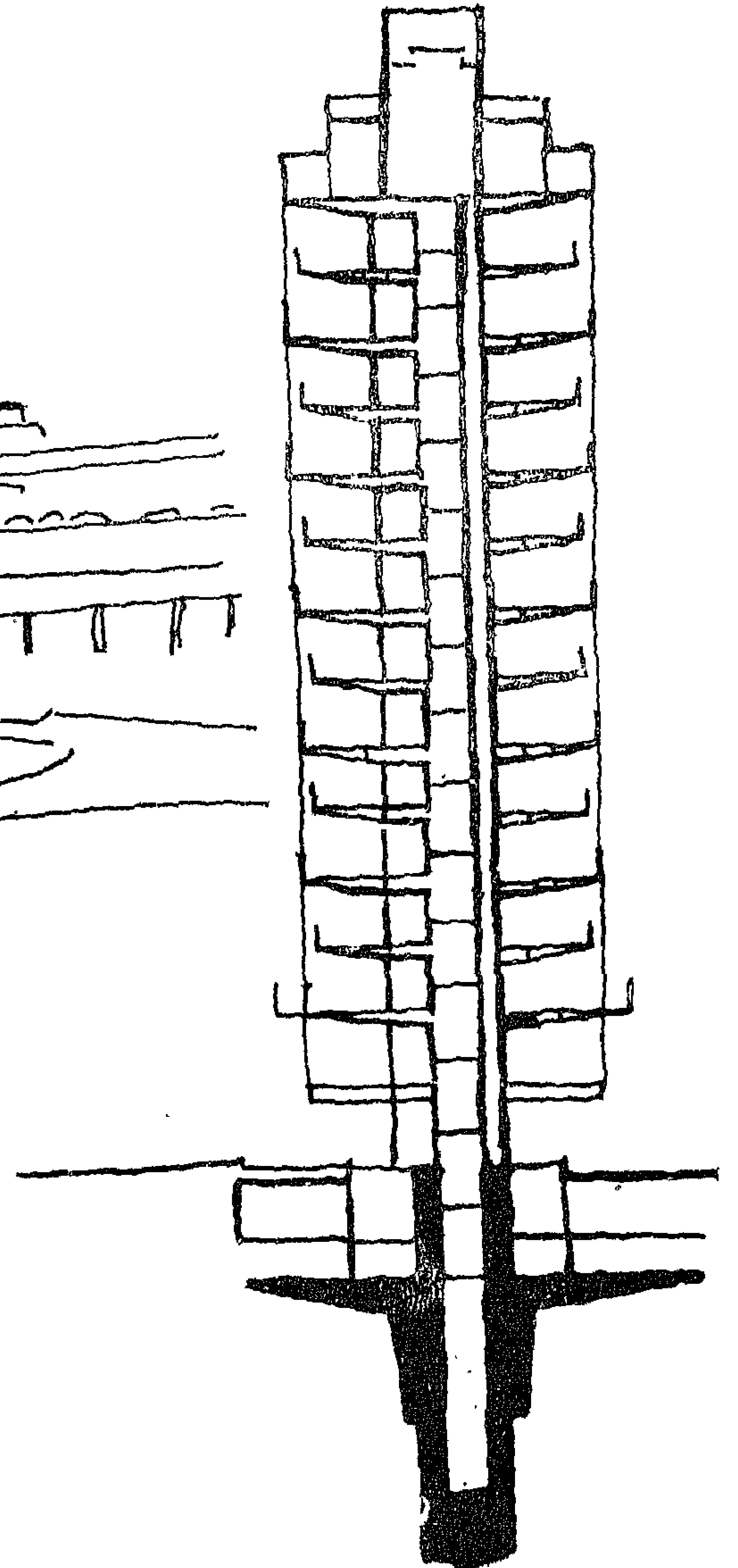
شكل ٢ — مبنى لاركين ببافالو بولاية نيويورك للمهندس المعمارى فرانك لويد رايت (١٩٠٤) .
خلق فراغ رئيسى داخلى تنساب فيه فراغات الأدوار المختلفه .

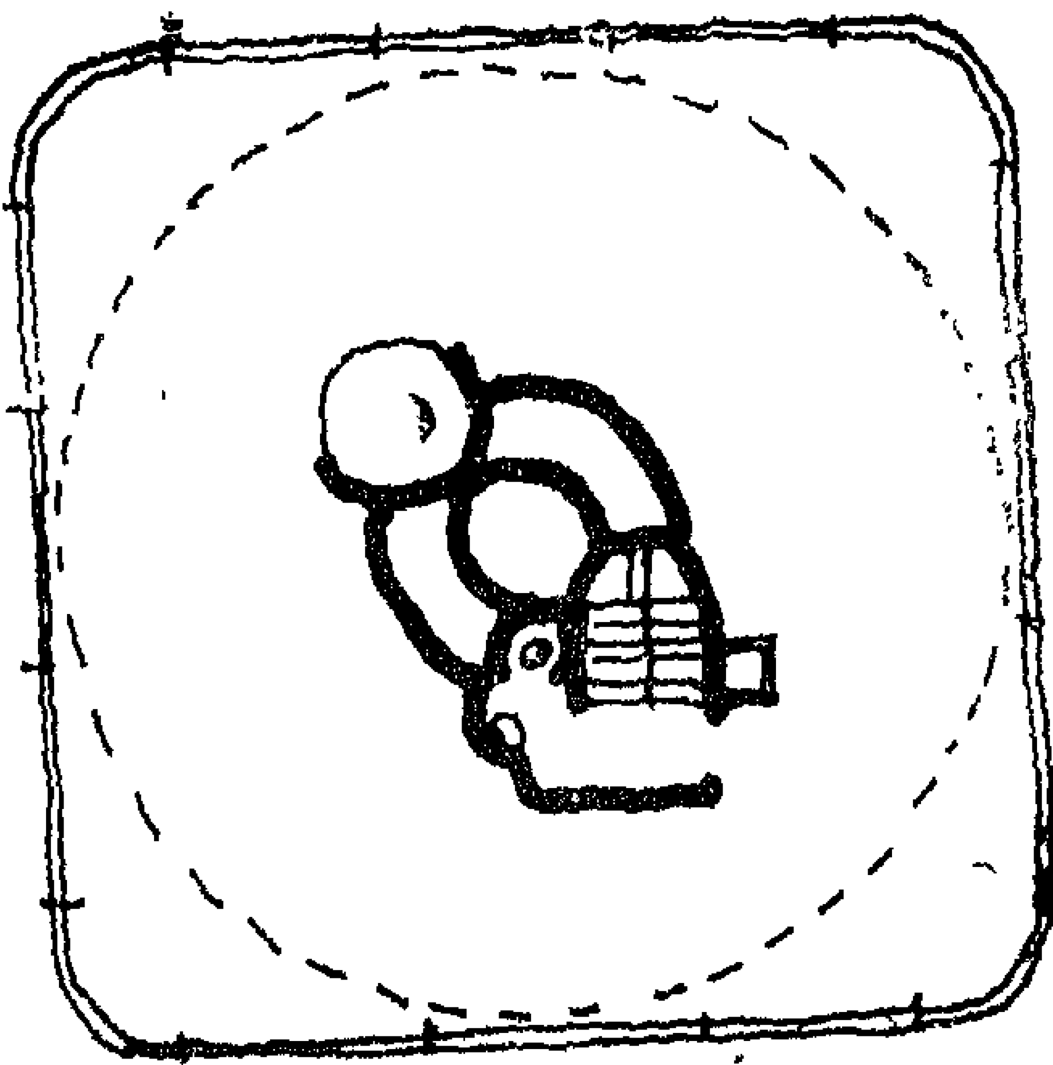
شكل ٣ — مبنى المعامل لشركة جونسون واكس
فراسين بولاية وسكونسين للمهندس المعمارى
فرانك لويد رايت (١٩٥٠) .

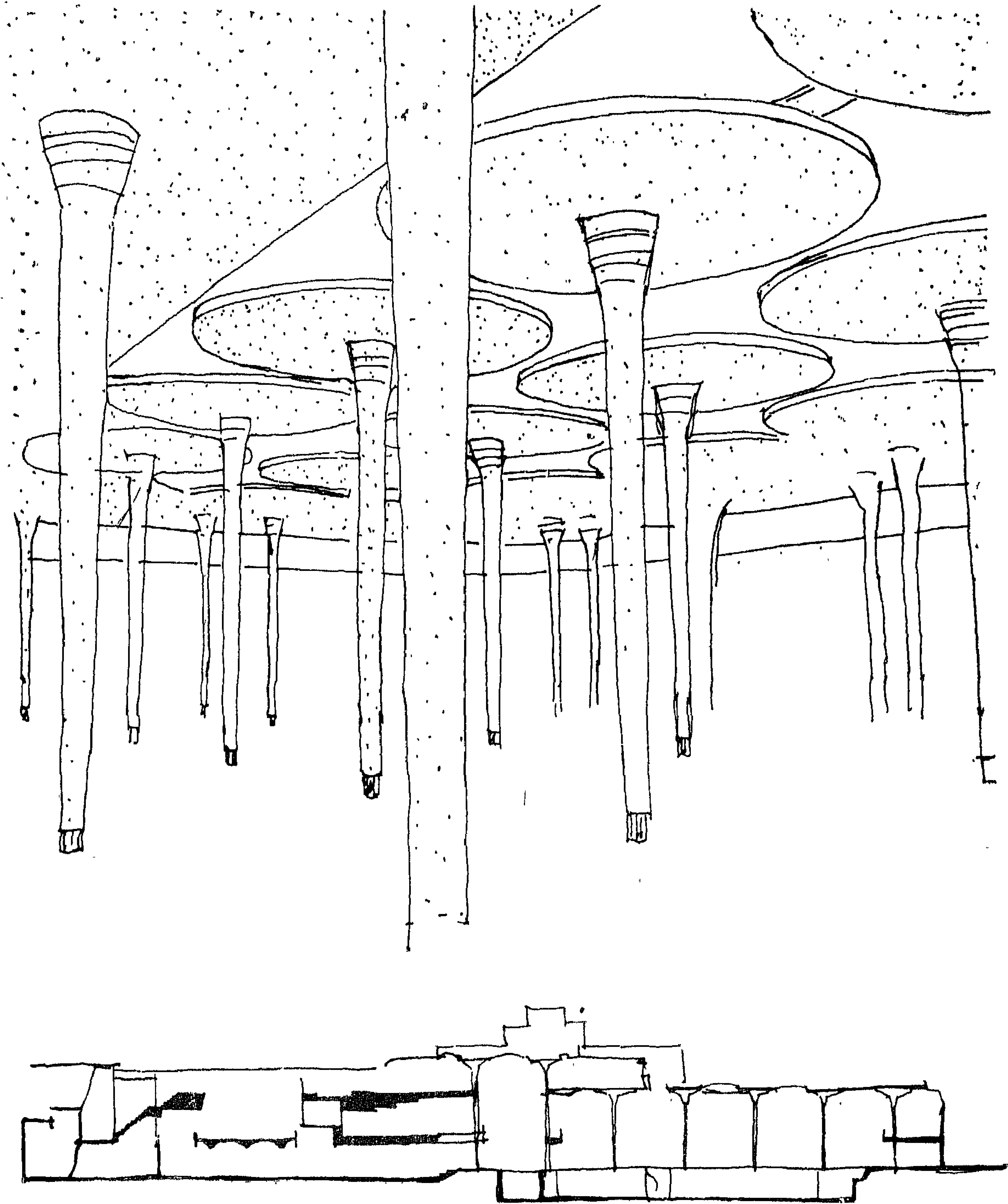
الإنشاء الهيكلى مستوحى من تكوين الشجرة ،

الغلاف الزجاجى يتيح اندماج الفراغ الداخلى
والخارجى .

اختلاف مسقط الأدوار يخلق تداخل الفراغات
الداخلية .





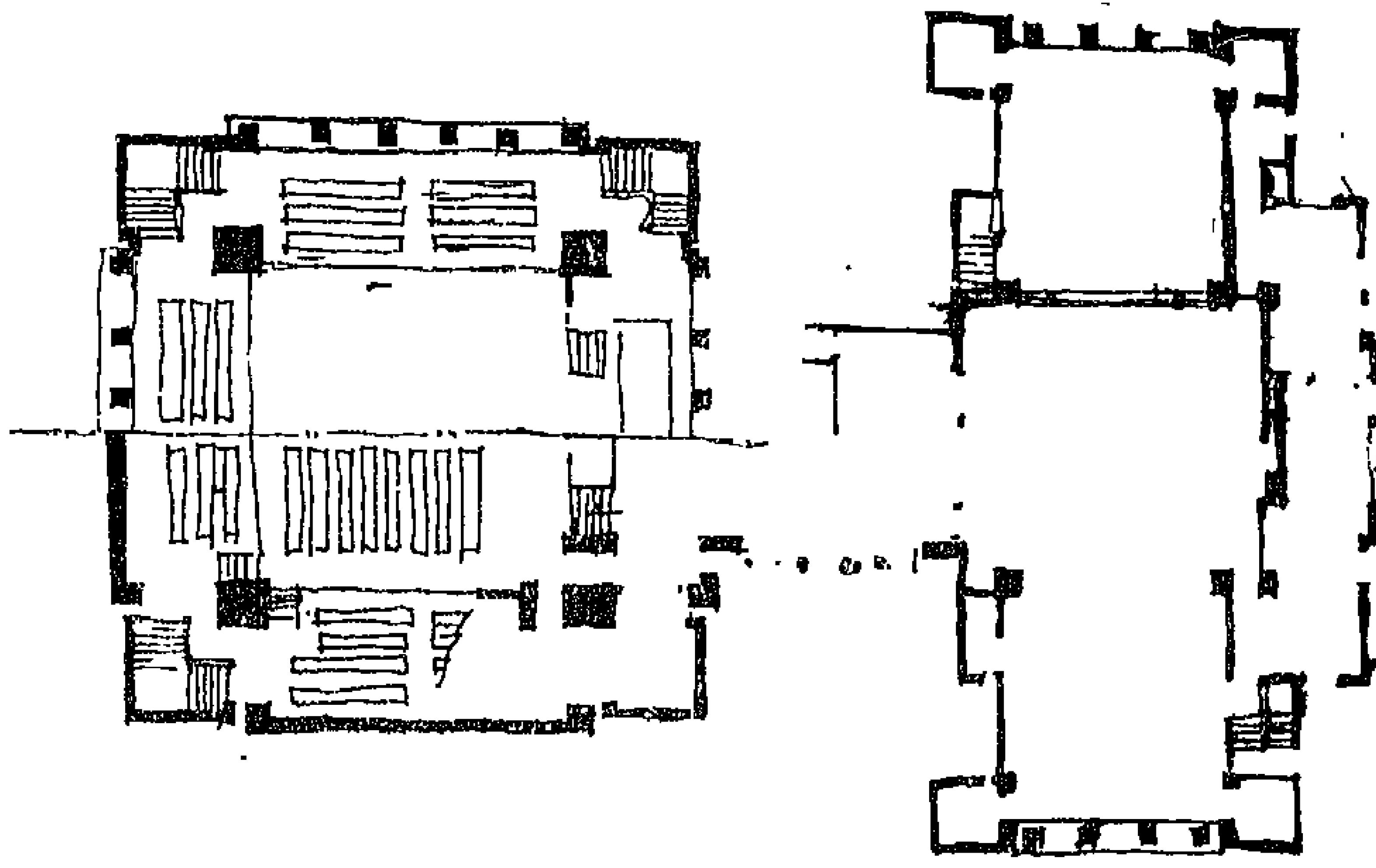


شكل ٤ — مبنى الإدارة لشركة جونسون وا كس براسين بولاية ويسكونسين للمهندس المعمارى فرانك لويد رايت «١٩٣٩»
خلق وحدة داخلية قوية عن طريق قفل الفراغ من الجوانب .

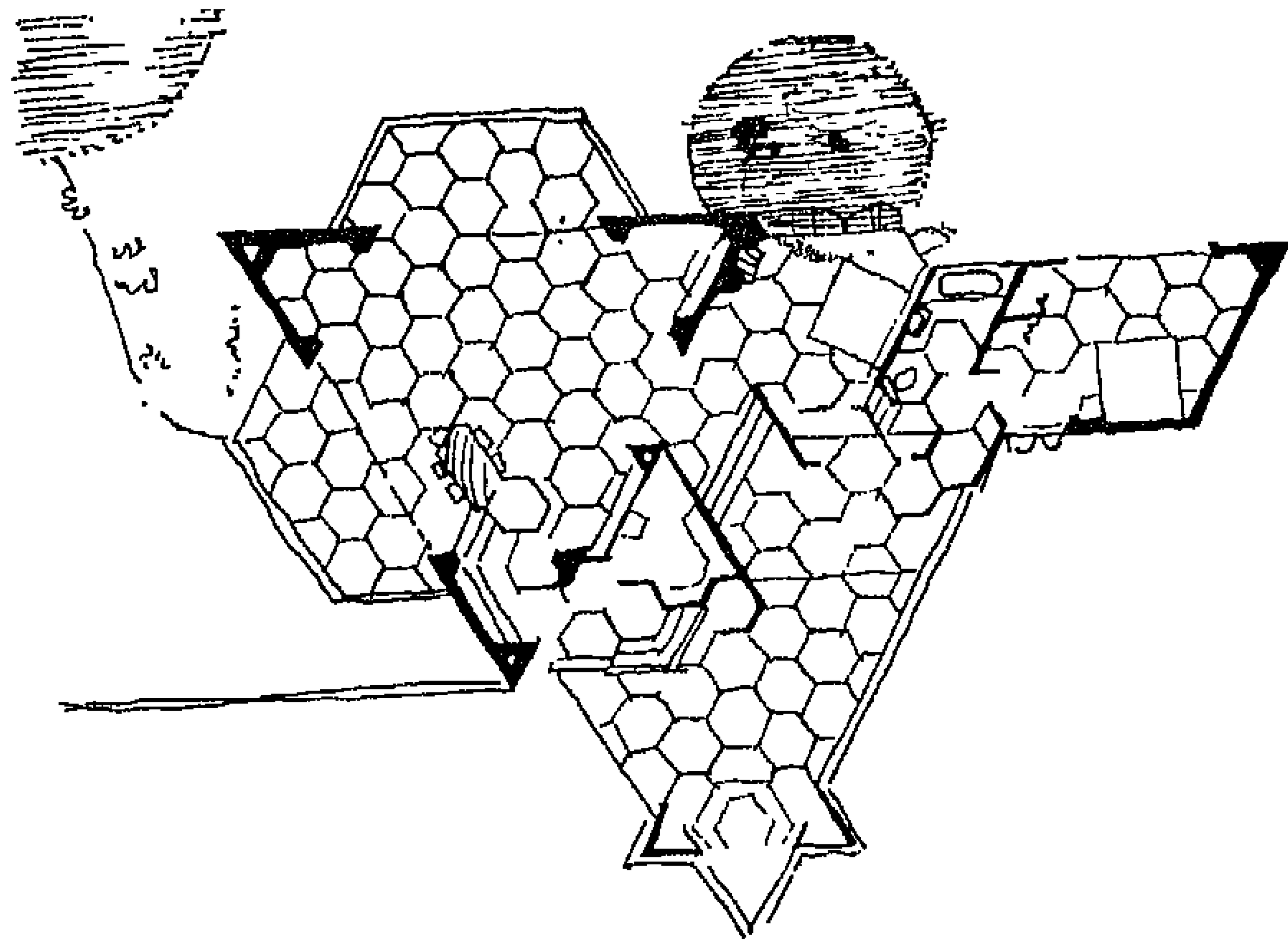
أما مبنى الإدارة شكل (٤) فقد صممه كفراغ كبير واحد مقفول من الجوانب تماماً وتصل إليه الإضاءة الطبيعية من السقف بالإضافة إلى الفتحات المستمرة الضيقة بأعلا الحوائط الجانبية ويتكون الإنشاء فيه من أعمدة مخروطية رشيقة تبدأ من قاعدة حديدية وترتفع إلى أعلا لتتسع على هيئة أقراص دائرية تتصل ببعضها بوصلات بسيطة وقد غطيت المساحة بين هذه الأقراص بالزجاج . والفراغ الذى صممه رايت بمبنى الإدارة معزول عن الخارج من الجوانب مما يخلق له وحدة داخلية قوية ولكنه لا ينفصل عن الفراغ الخارجى وذلك باستعمال مسطحات الزجاج بالأسقف وهو يختلف بذلك عن الاتجاه الذى ساد فى أوروبا فى العشرينات وكذلك فى مدرسة شيكاغو للعمارة من ناحية خلق فراغات تتصل بالخارج بمسطحات زجاجية كبيرة بين الأعمدة .

وفى عمارة رايت العضوية حاول أن يجعل من الطبيعة نفسها مصدراً يستوحى منه الوسائل الإنشائية والأشكال الفراغية ، فنجد أنه حاول خلق تفاوت بين فراغاته المستمرة من ناحية حجمها ووسائل اتصالها بحيث تحاكى بذلك مثلا مجموعة من الكهوف الطبيعية بأحد الجبال والتى لا نجد تشابهاً فى أحجامها أو شكلها أو طرق اتصالها بعضها ببعض شكل (٥ ا)، وقد نجح رايت إلى أبعد الحدود فى تحقيق مثل هذه الفراغات باستعماله وحدات قياسية لرسم مساقط على شكل معينات أو مسدسات أو حتى دوائر شكل (٥ ب) لخلق بذلك فراغات تتسم بديناميكية قوية وفى خلق عنصر المفاجأة والتغيير بين أشكال الفراغات إلى أقصى حد ممكن ، وبالرغم من استعمال حوائط مستقيمة فى حالة الوحدات القياسية الخطية إلا أن رايت خلق بذلك فراغات لا تقل فى مرونتها الشكلية Plasticity عن فراغات أنطونيو جودى التى كان الخط المنحنى يلعب بها الدور الرئيسى فى المسقط والقطاع دون التقيد بنظام هندسى محدد كما هو الحال فى أعمال رايت بل وفقاً لنواح شكلية بحتة .

وقد نجح رايت فى تطوير الفراغ الكبير الواحد الذى يضم دوراً واحداً مستمراً باستعمال المنحدرات الحلزونية



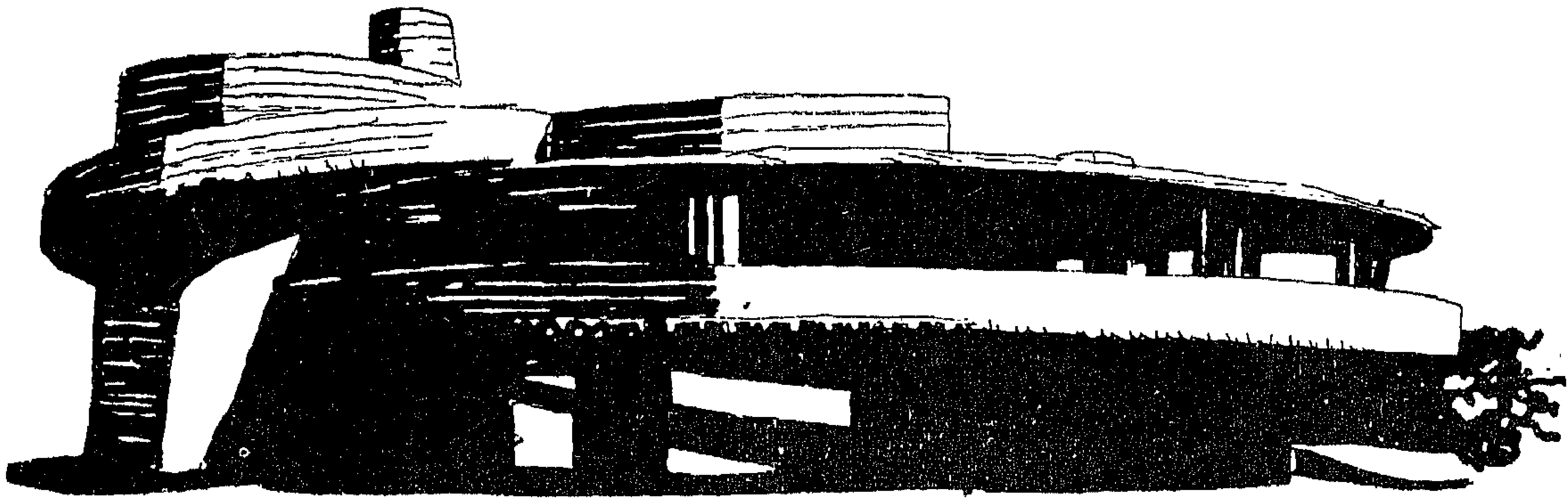
« ا » كنيسة يونيتى بضاحية أوك بارك بالينوى المهندس المعمارى فرانك لويد رايت « ١٩٠٦ »
تكوين المبنى من جزئين يصل بينهما جزء اتصال



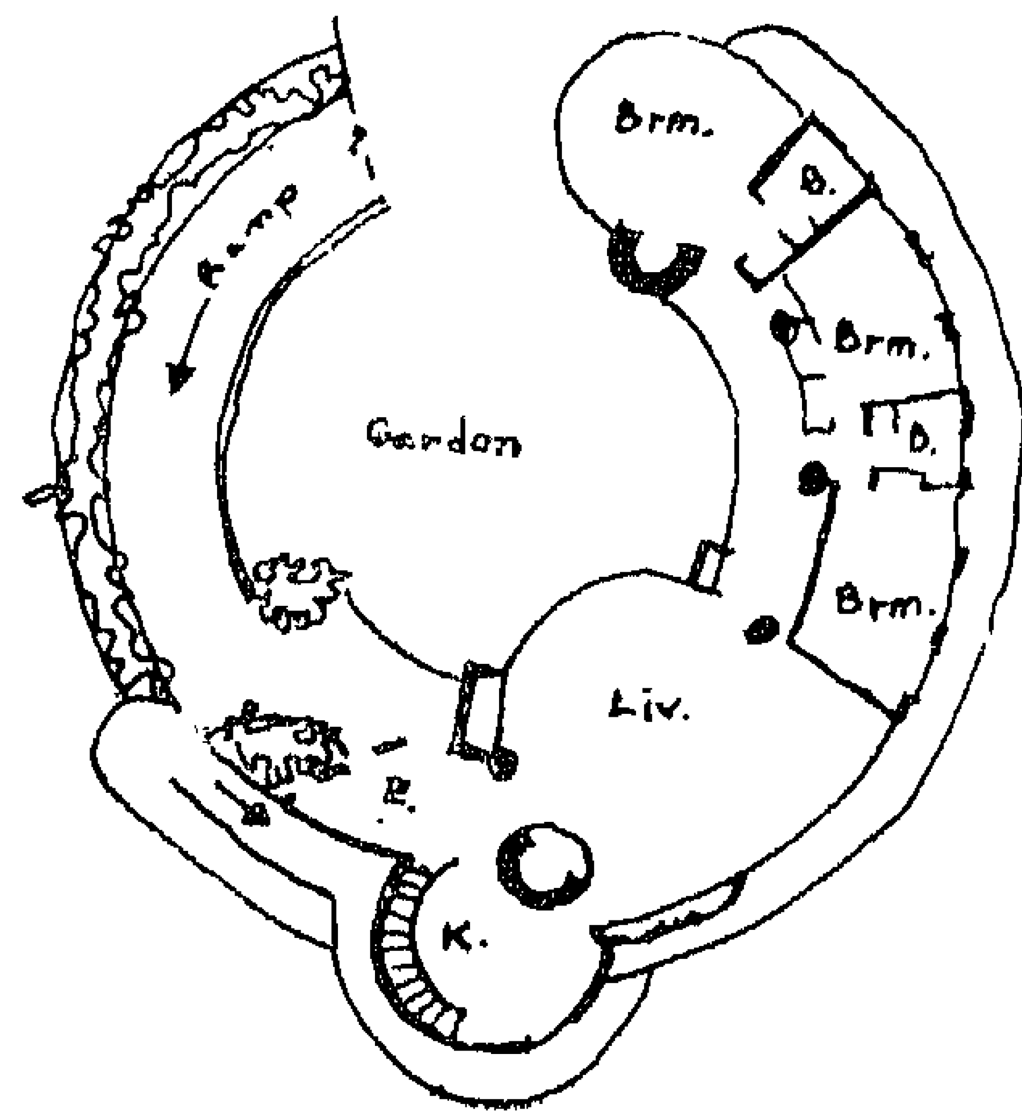
« ب » منزل فيجو سوندن براديسون بولاية وسكونسين المهندس المعمارى فرانك لويد رايت « ١٩٤٢ »
استعمال وحدات قياسية على شكل مسدسات

شكل ٥

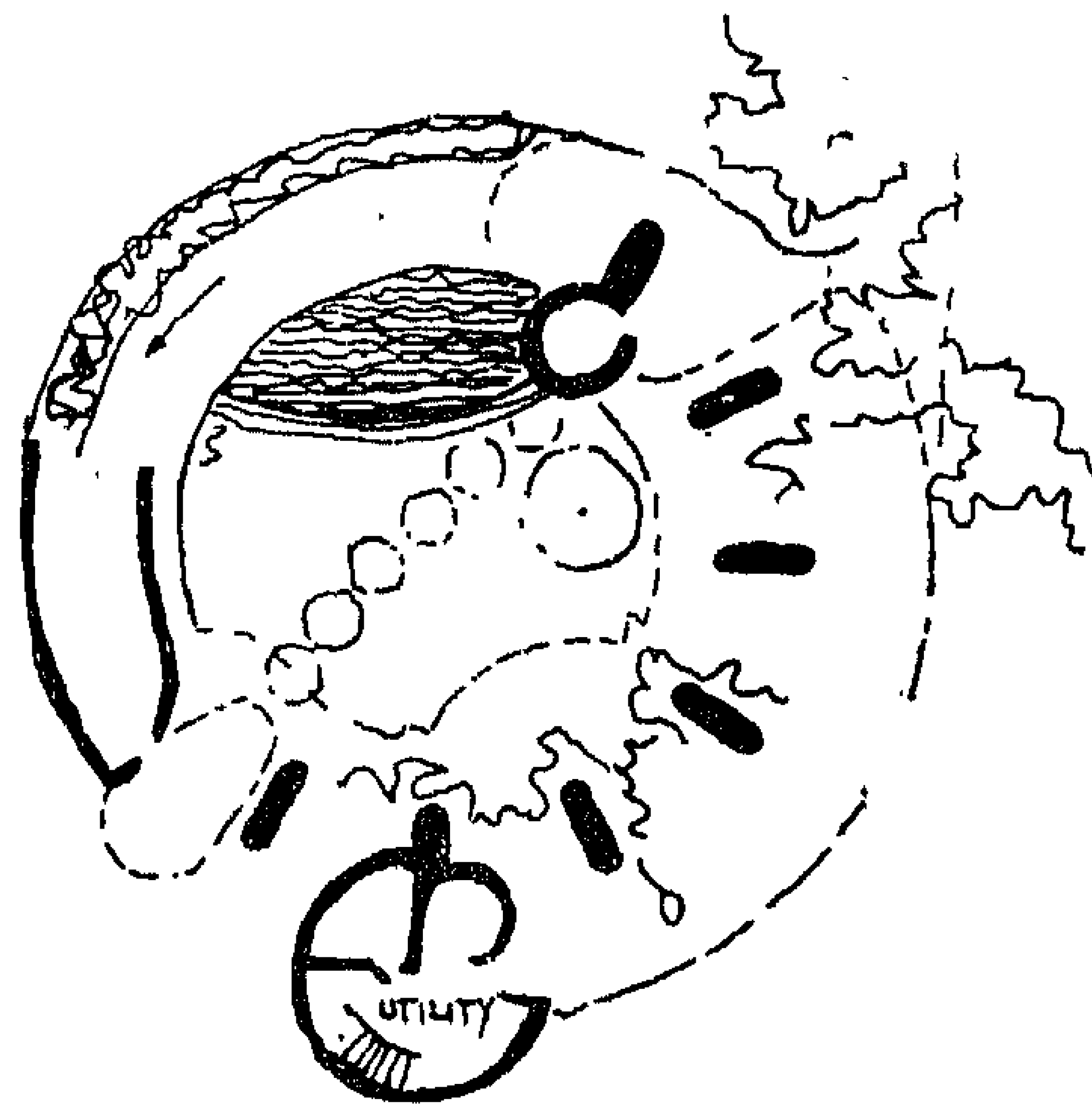
الصاعدة إلى أعلا فى حركة مستمرة ومن أشهر مبانيه السكنية التى حقق فيها مثل هذا الفراغ بيت دفيد لويد رايت فى فونكس (١٩٥٠) شكل (٦) ويبدأ فيه المنحدر من مستوى الحديقة ليرتفع إلى المدخل الذى يؤدى إلى غرفة معيشة دائرية ثم إلى باقى أجزاء المنزل كما أن هناك منحدر آخر قبل المدخل المباشر يصعد إلى أعلا ليؤدى إلى حديقة بالسطح ، وبذلك خلق رايت فراغاً دائماً يتصل فيه كل جزء من المبنى بالجزء الذى يليه وتندمج فيه الطبيعة مع الحديقة الداخلية خلال الأعمدة الحاملة للمنشأ .



منظور



أول



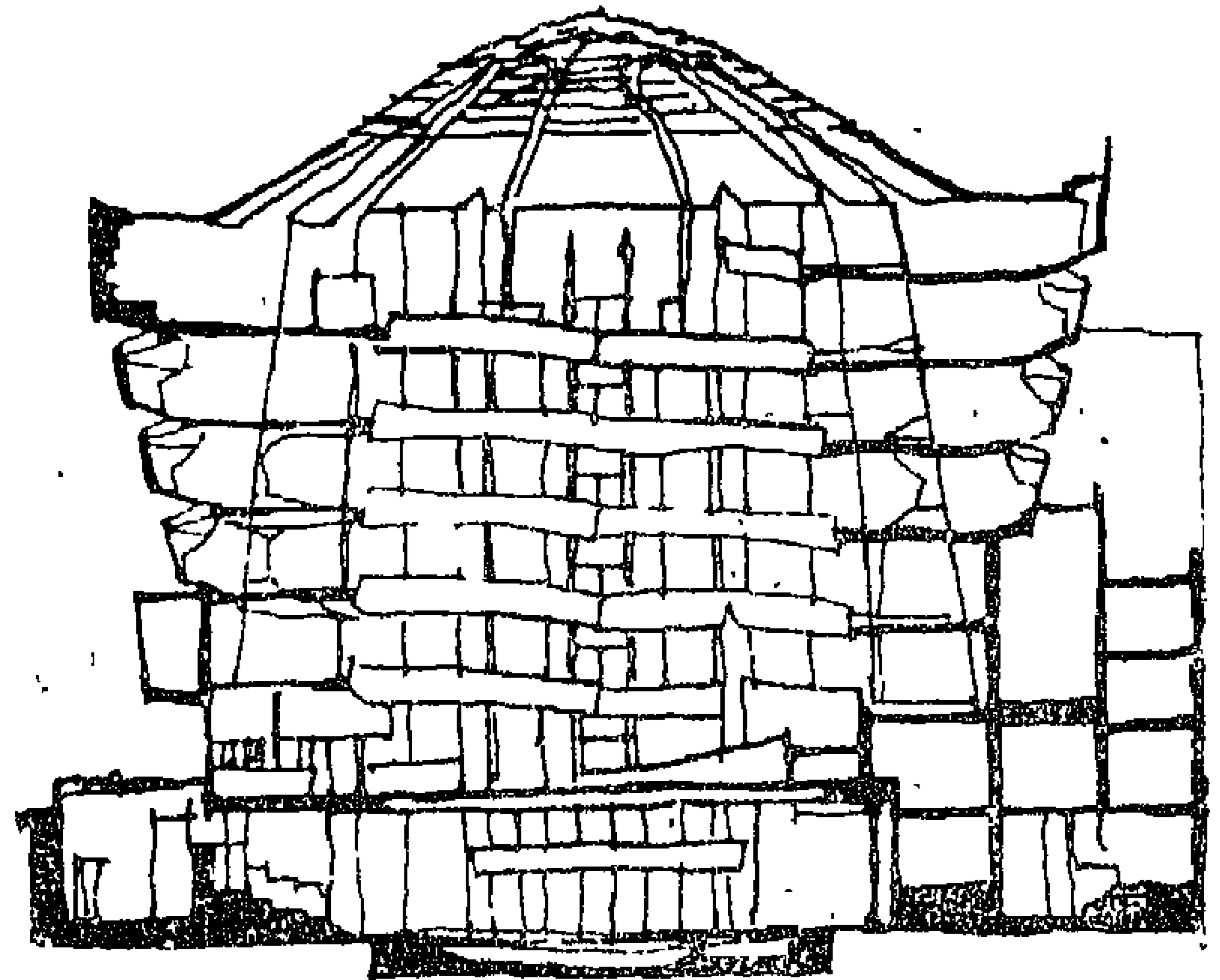
أرضى

شكل ٦ — منزل دافيد رايت بفونكس بولاية أريزونا للمهندس فرانك لويد رايت «١٩٥٢» ، استعمال المنحدر الحلزونى لخلق فراغ واحد مستمر يضم دورى المبنى .

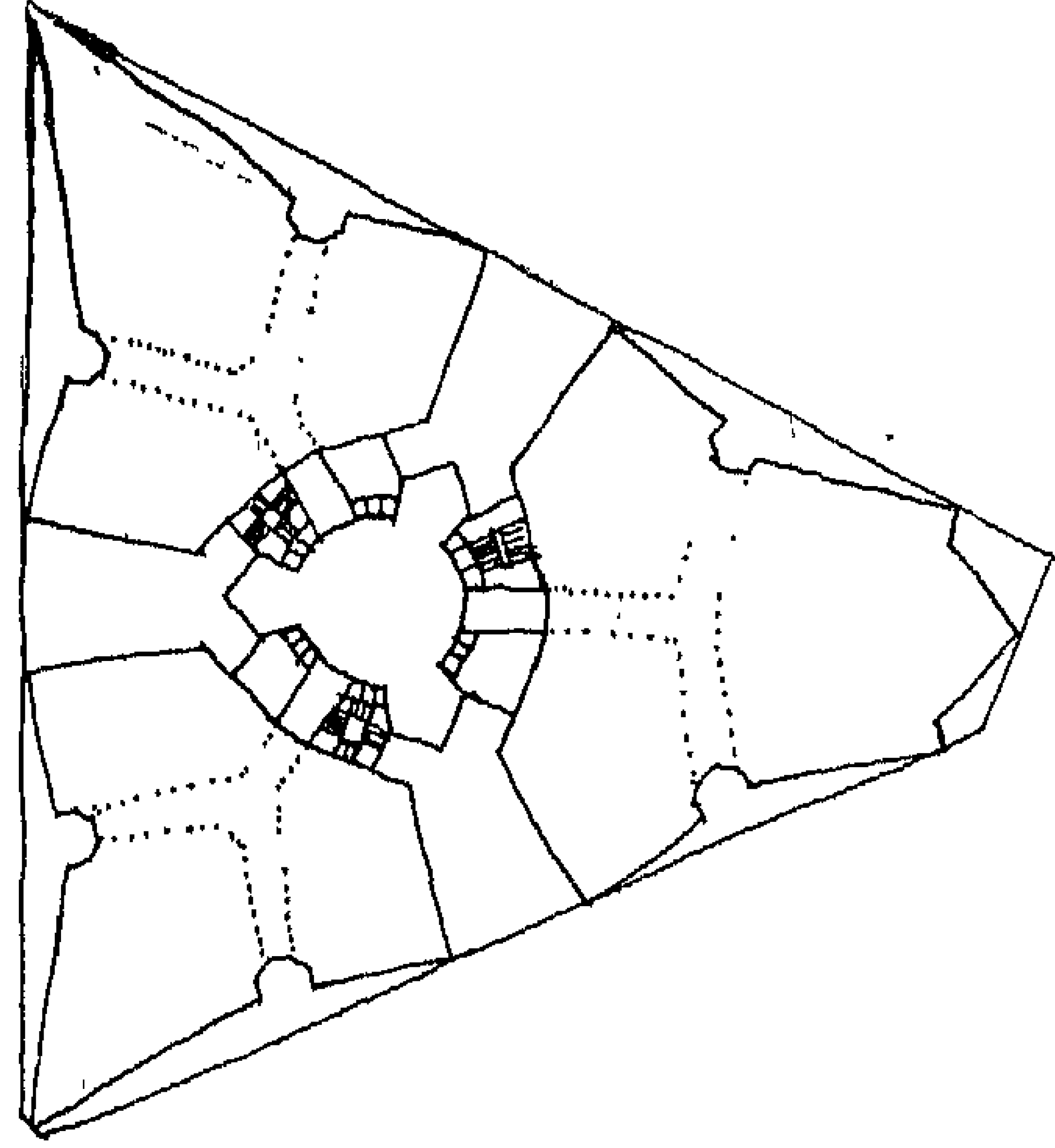
والفراغ الذى يضم دوراً مستمراً حققه كذلك رايت فى مبناه المشهور متحف جوجنهايم بنيويورك (١٩٥٧ — ٥٩) شكل (٧) ، ونرى فيه التخلص الكامل من الفراغ الساكن الذى لاحركة فيه ولاتغيير إلى فراغ حى يتسم بديناميكية معبرة فالمنحدر به فى صعوده إلى أعلا يجتاز فراغاً يتسع كلما ارتفعنا ، وقد قفل هذا الفراغ عن الخارج بالحوائط الجانبية التى تقف على ارتفاع شباك علوى لإنارة الفراغ الناشىء من حركة صعود المنحدر ثم غطى هذا الفراغ الكبير بسقف زجاجى من أعلا ينفذ منه الضوء بصورة رائعة إلى الداخل ، وبالرغم من أن تصميم هذا المبنى قد لا يتفق مع استعماله كمتحف للصور حيث أن حركة صعود المنحدر تسبب صعوبات بالنسبة لتعليق الصور على الحوائط الجانبية ورؤيتها إلا أن رايت استطاع أن يحقق فيه تجربة فراغية جديدة تتمثل فى عزل الزائر لهذا المبنى عن الفراغ الخارجى مع خلق تغيير مستمر لنقط الرؤيا بحيث تختلف ممارسة هذا الفراغ للزائر أثناء صعوده إلى أعلا عن ممارسته له أثناء نزوله فى المنحدر إلى أسفل.

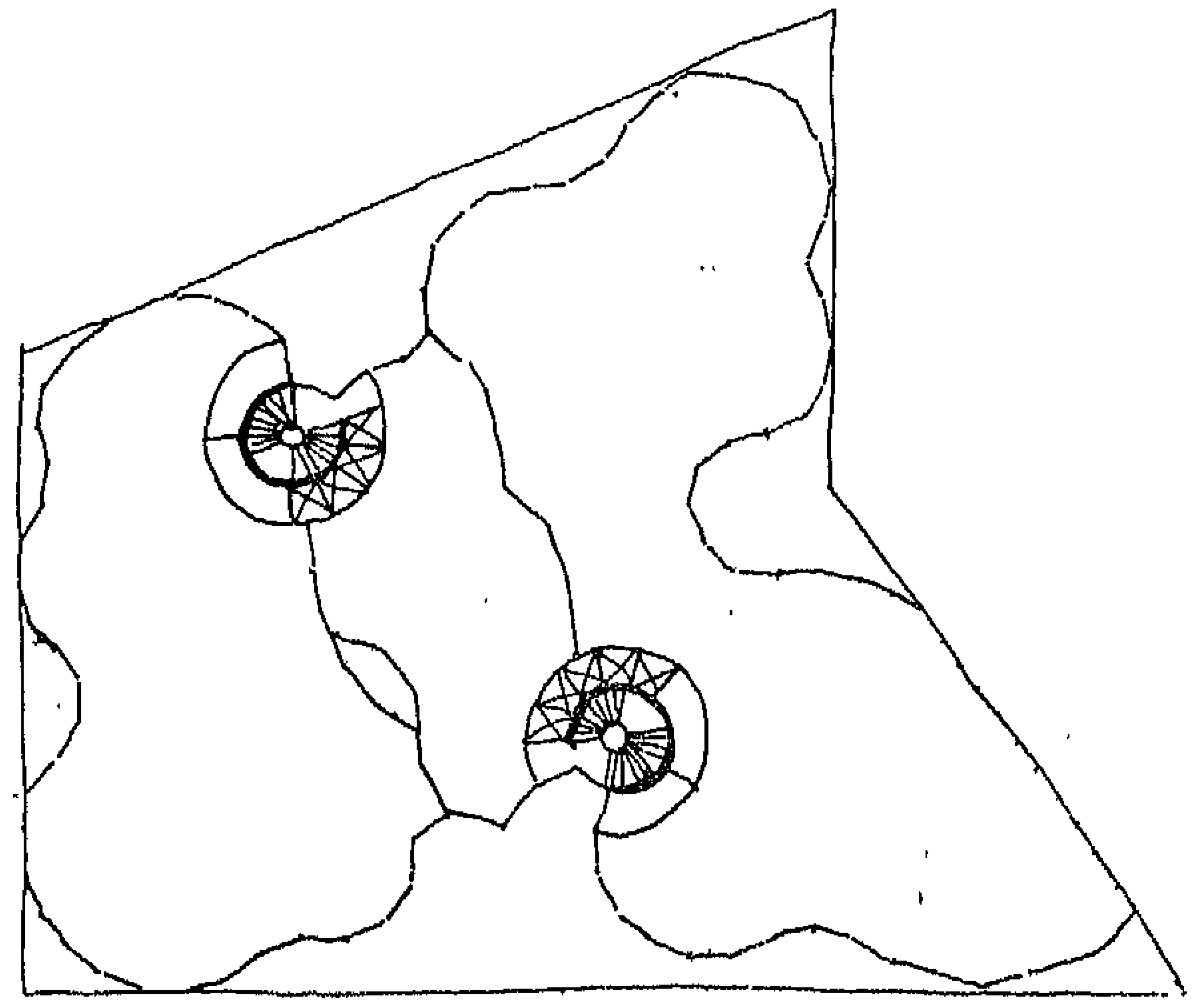
ميس فان در روه

يمكن القول بصفة عامة أن فراغات رايت بكل ما فيها من خصائص من اتصال أو تفاوت أو وحدة إنما كانت تعبر عن وظائف مختلفة ، ويظهر ذلك بصورة واضحة فى مبنى كنيسة يونتى تمبل Unity Temple شكل (١٥) والتى تكونت من جزئين بينها جزء اتصال link يربطهما ببعضهما وحتى فى مبنى جوجنهايم شكل (٧) نجد أن فراغ المتحف المستمر يضم مكان العرض فى حين تقع بقية مكان وظائف المبنى فى أجزائه الأخرى .



شكل ٧ — متحف جوجنهايم بنيويورك المهندس فرانك لويد رايت «١٩٥٩» ، فراغ واحد كبير يتسم بالديناميكية .



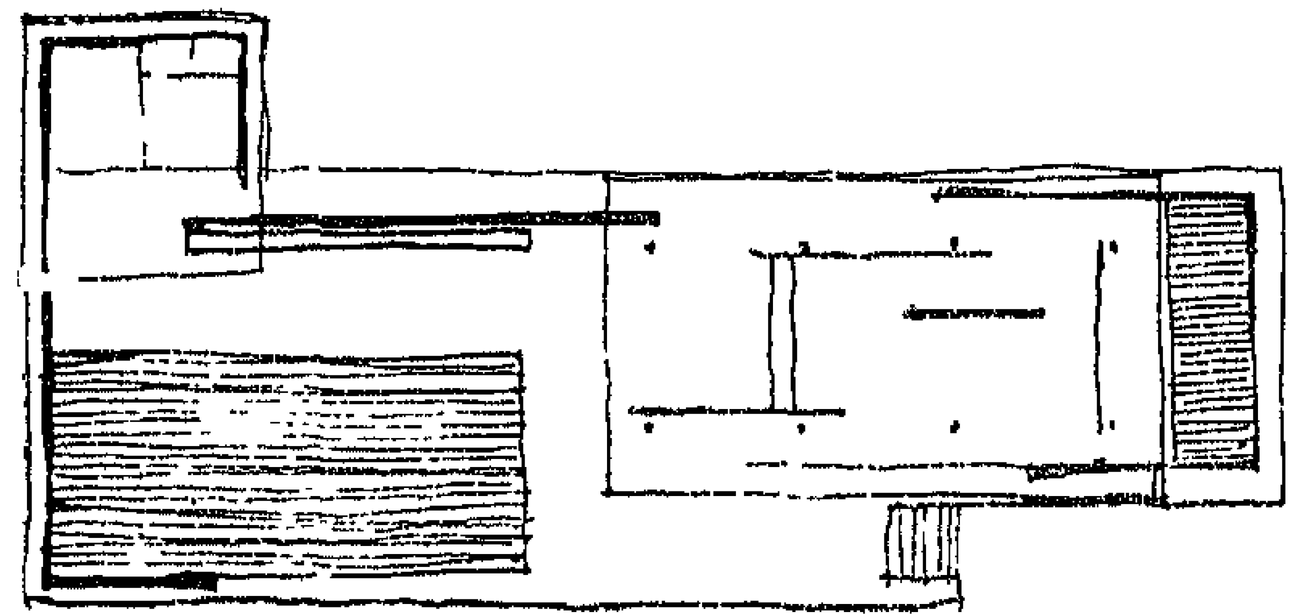


شكل ٨ — مشروعى ناطحتى سحاب للمهندس المعمارى ميس فان در روه «١٩١٩–١٩٢١».

أما فكرة الفراغ الواحد الكبير الذى يقع تحت غطاء واحد فيرجع الفضل فيها إلى فان در روه وربما كان السبب فى ذلك عدم تحمس رايت لإمكانيات العصر الإنشائية إذ فضل على وجه العموم استخدام المواد الطبيعية كالحجارة فى مبانيه وقد استعمل مؤخراً الخرسانة المسلحة فى أعماله ولكن دون محاولة الاستفادة الكاملة من طاقاتها ، أما ميس فقد كان منذ بدأ حياته كمهندس معمارى يعتمد على الفكرة الإنشائية إلى أبعد حد ومثل الغطاء الكبير هذا لم يكن ليتحقق إلا باستعمال المواد الجديدة إلى أقصى طاقاتها .

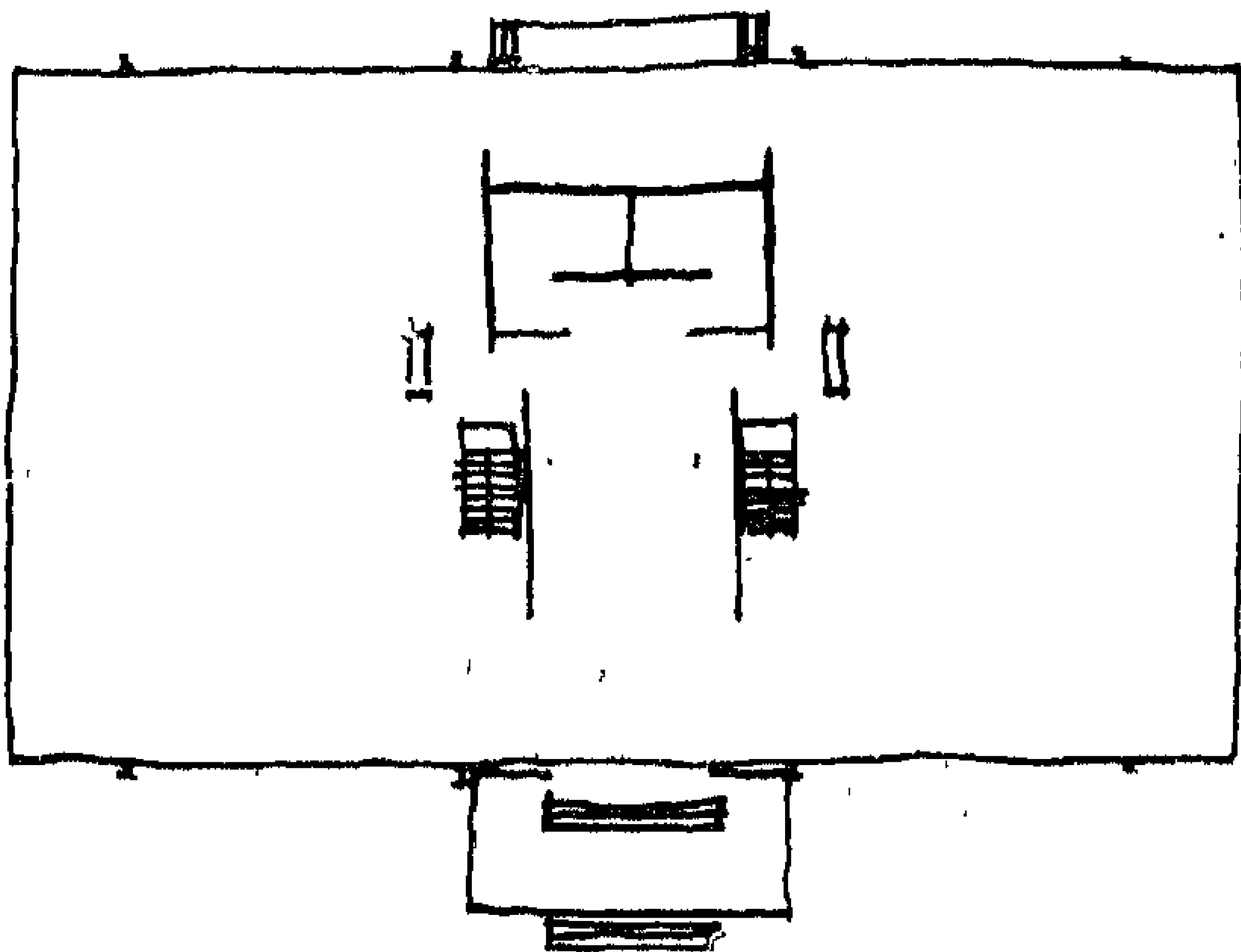
وقد استمر التعبير الإنشائى أهم صفات عمارة ميس فان در روه ، واستطاع أن يعطى للهيا كل الحديدية تعبيراً معمارياً واضحاً عن طريق استعمال الزجاج فى مسطحات كبيرة تملأ المساحات الواقعة بين عناصر الهيكل الإنشائية .

وقدقام فى الفترة بين عامى ١٩١٩و١٩٢١ بتصميم ناطحتى سحاب شكل (٨) غلفهما تماماً بالزجاج ، وقد تمكن من ذلك عن طريق تركيز الإنشاء داخل المبانى بحيث تمتد منه الأسقف إلى الخارج دون وجود عناصر إنشائية تعترض الواجهات ، وبذلك أضاف تطوراً كبيراً إلى ما قام به بهرنز Behrens سابقاً فى مصنع التوربينات ببرلين (١٩٠٦) وولتر جروبيوس Walter Gropius فى مصنع الفاجوس (١٩١١) حيث



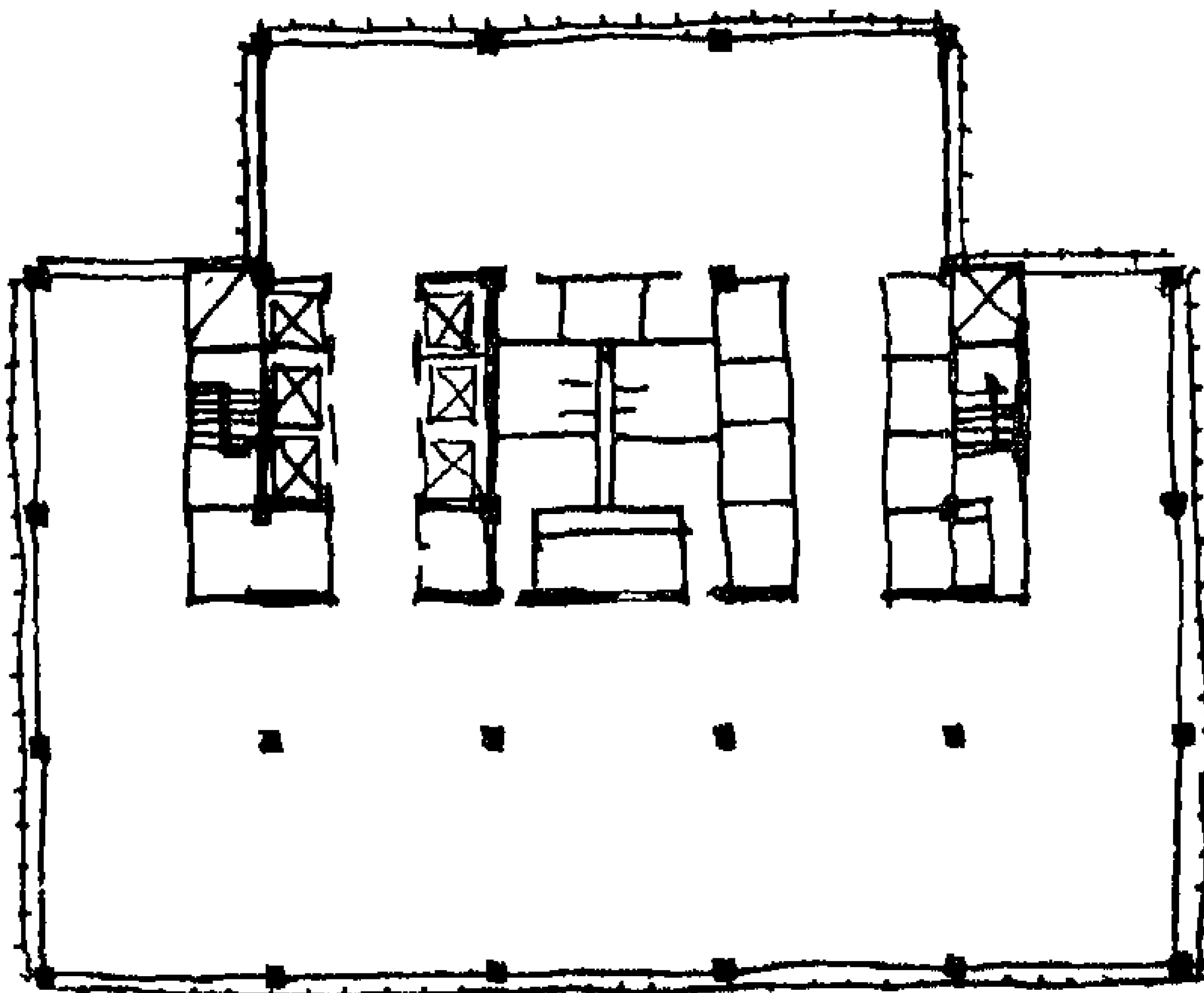
صالة بمعرض برشلونة الدولى للمهندس ميس ڤان در روه «١٩٢٩» .

بدء فكرة الفراغ العالمى وتقسيم الفراغ بواسطة قواطيم لا تتقيد فى توزيعها بمكان الأعمدة الحاملة



مدرسة العمارة بجامعة إلينوى بشيكاجو للمهندس ميس ڤان در روه «١٩٥٦» ، فراغ عالمى به القواطيم حسب الحاجة

شكل ٩

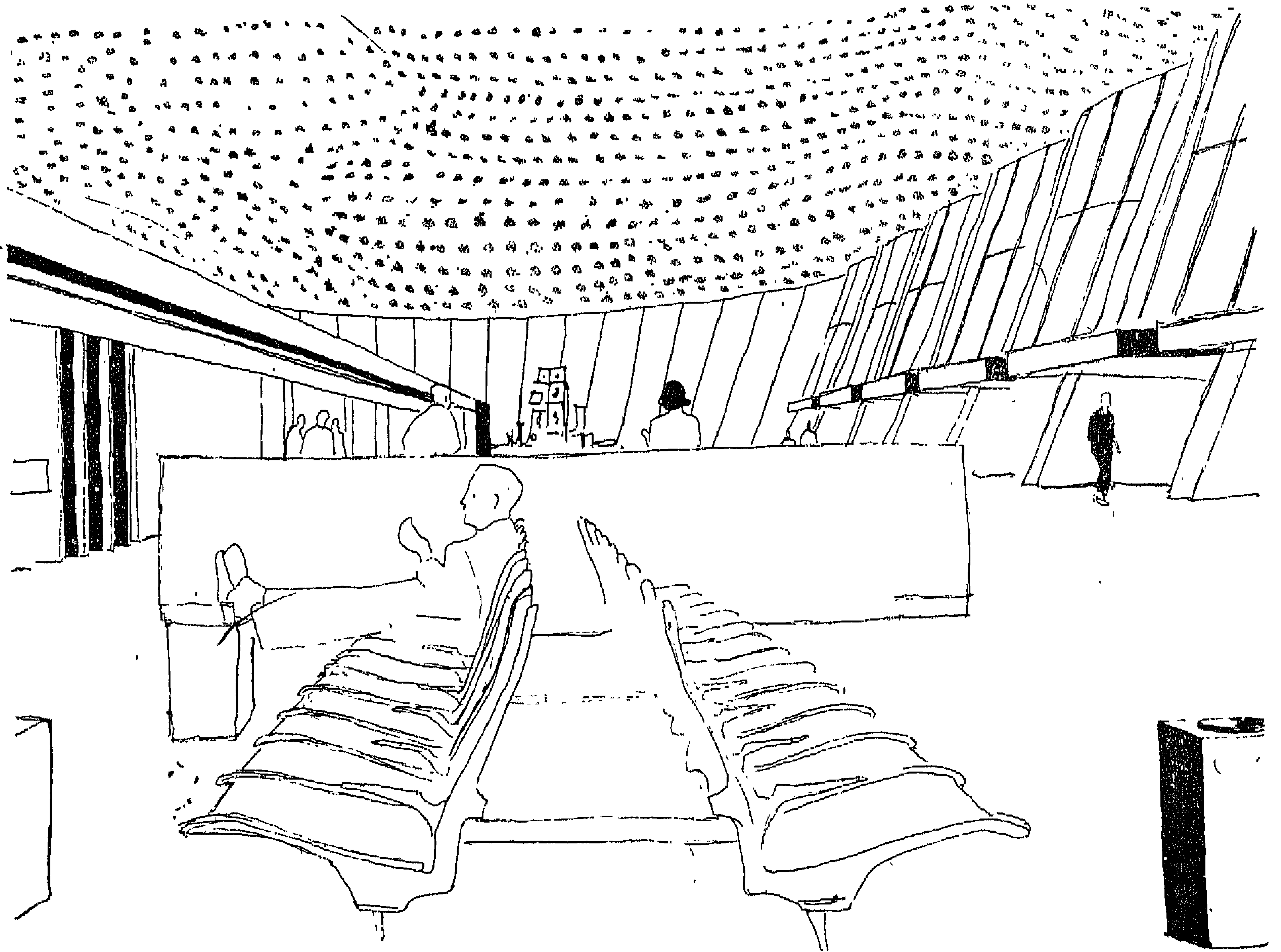


شكل ١٠ — مبنى سيجرام بمانهاتن بمدينة نيويورك للمهندس ميس ڤان در روه وفيليب جونسون «١٩٥٨» تجميع المنافع المختلفة فى مجموعة واحدة ، كذلك خلق فراغ عالمى للمكاتب قابل لأى تشكيل .

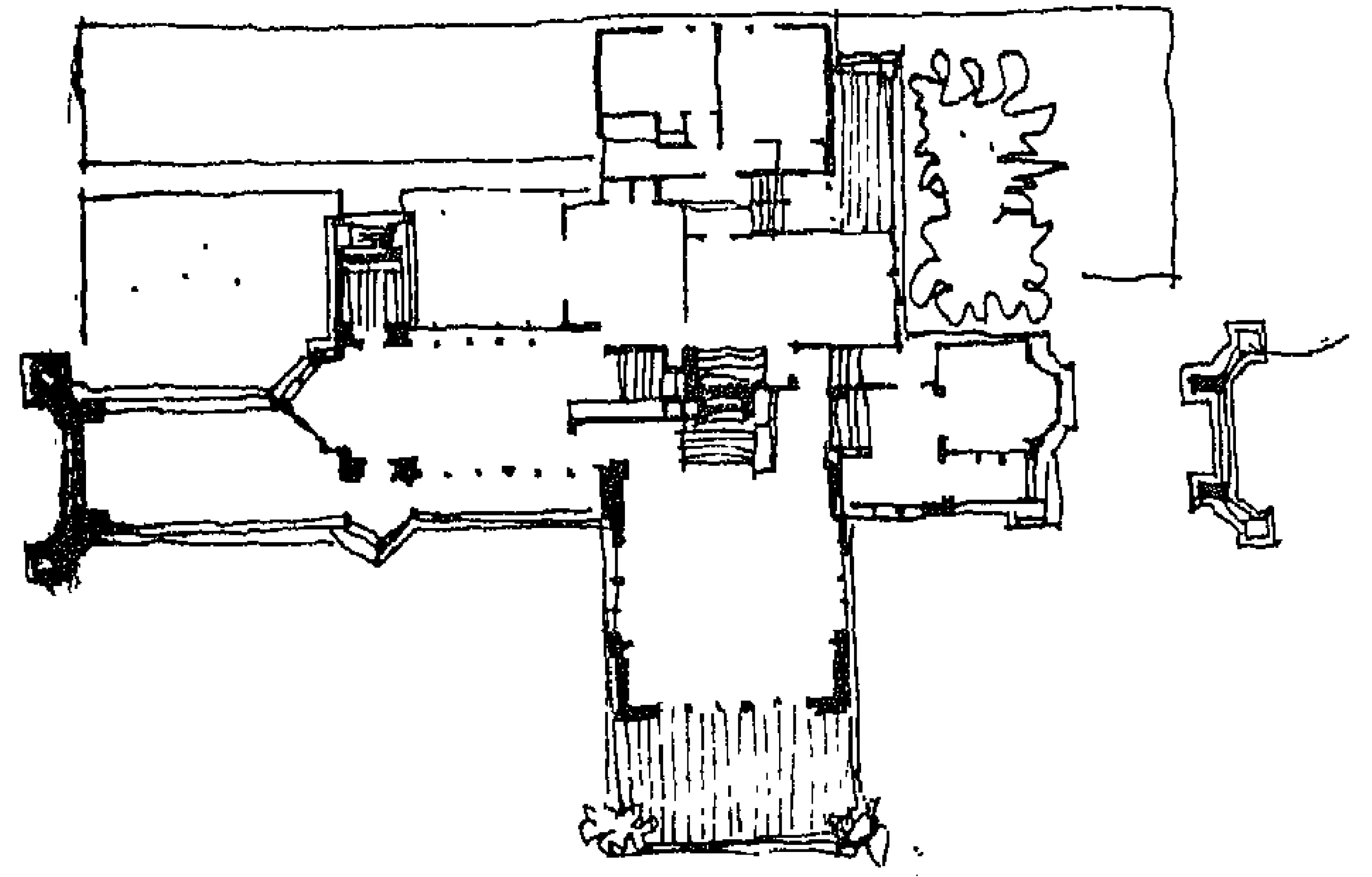
قاما باستعمال مسطحات زجاجية كبيرة بين أعمدة الهيكل الإنشائى ولكل من المبنيين وفى الواقع فان ميس باستعماله غلافاً كاملا من الزجاج يكون قد نجح فى أن يحقق التداخل بين الفراغين الداخلى والخارجى إلى أبعد حد ممكن .

وقد تمكن ميس بفضل موهبته الإنشائية من خلق فكرة الفراغ الكبير والذى أطلق عليه اسم الفراغ العالمى Universal Space وهو فراغ يمكن تقسيمه حسب الحاجة بمرونة فائقة بواسطة قواطيع من أسطح شفافة أو صماء لا تتقيد فى توزيعها بنقط الارتكاز ولا تؤثر فى الشعور بتكامل الفراغ الكبير كوحدة واحدة . وقد بدأ هذا الاتجاه فى عام ١٩٢٩ فى مبنى برشلونة Barcelona Pavilion شكل (١٦) والذى تكون إنشاؤه من ثمان أعمدة من الصلب تحمل سقفاً أفقياً يمتد خارج الأعمدة أما تقسيم الفراغ فقد تم باستعمال قواطيع غير إنشائية من الرخام أو الزجاج منفصلة عن الأعمدة الحاملة للسقف وهى تكون مجموعة من المستويات التى تخلق فراغات متفاوتة الحجم وبعضها لا يصل إلى السقف فتتصل بذلك بالفراغ الخارجى من أعلا فضلا عن اتصالها به من الجوانب .

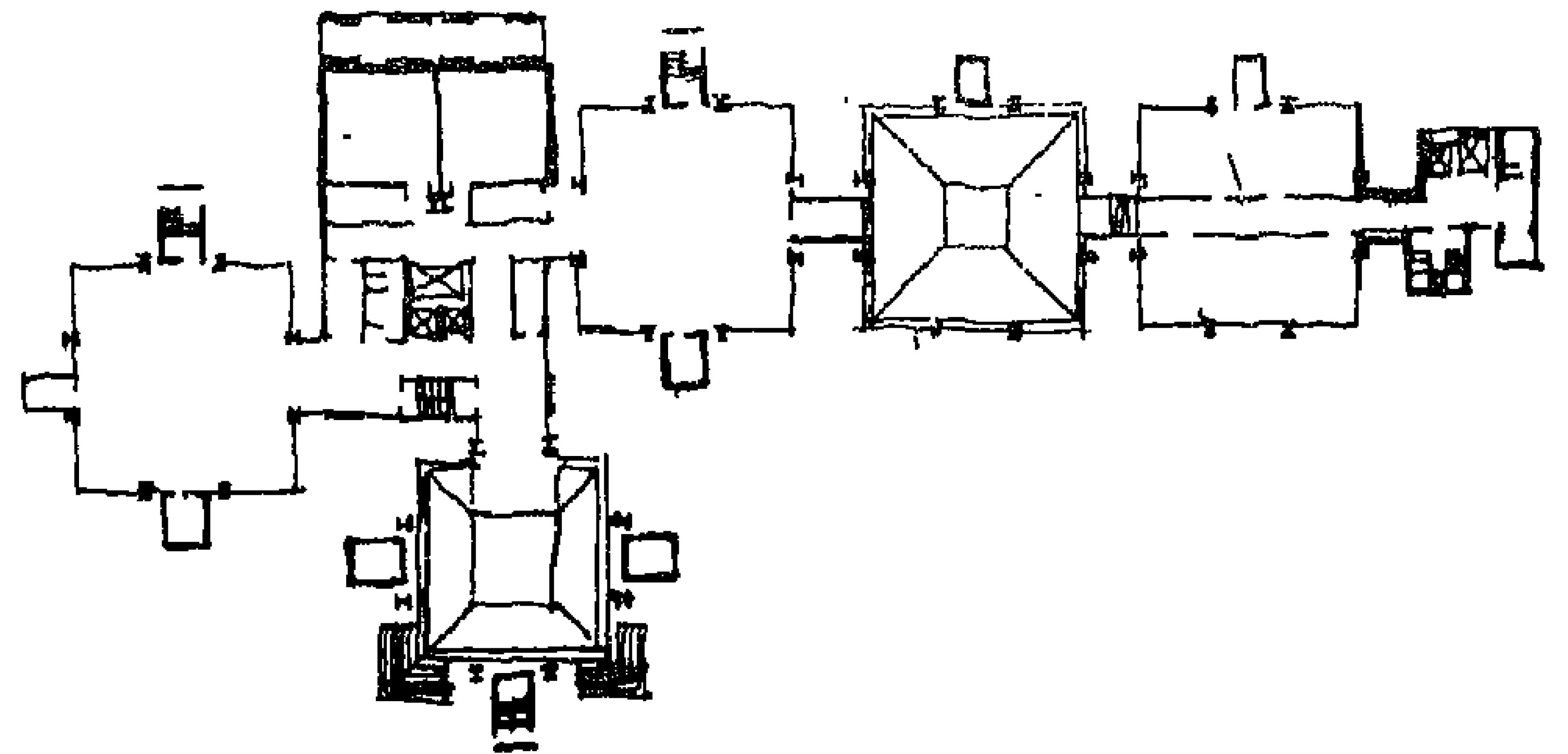
وتتيح فكرة الفراغ العالمى إمكانية استعمال المبنى الواحد لأكثر من غرض حيث أن هناك مرونة كبيرة فى وضع القواطيع بالداخل كما أنه يسمح فى نفس الوقت بتغير الوظيفة للفراغات المختلفة التى من أجلها صمم المبنى .



شكل ١١ - مطار دالاس الدولى للمهندس المعمارى إيرو سارينن « ١٩٦٢ »
تطبيق فكرة الفراغ العالمى .



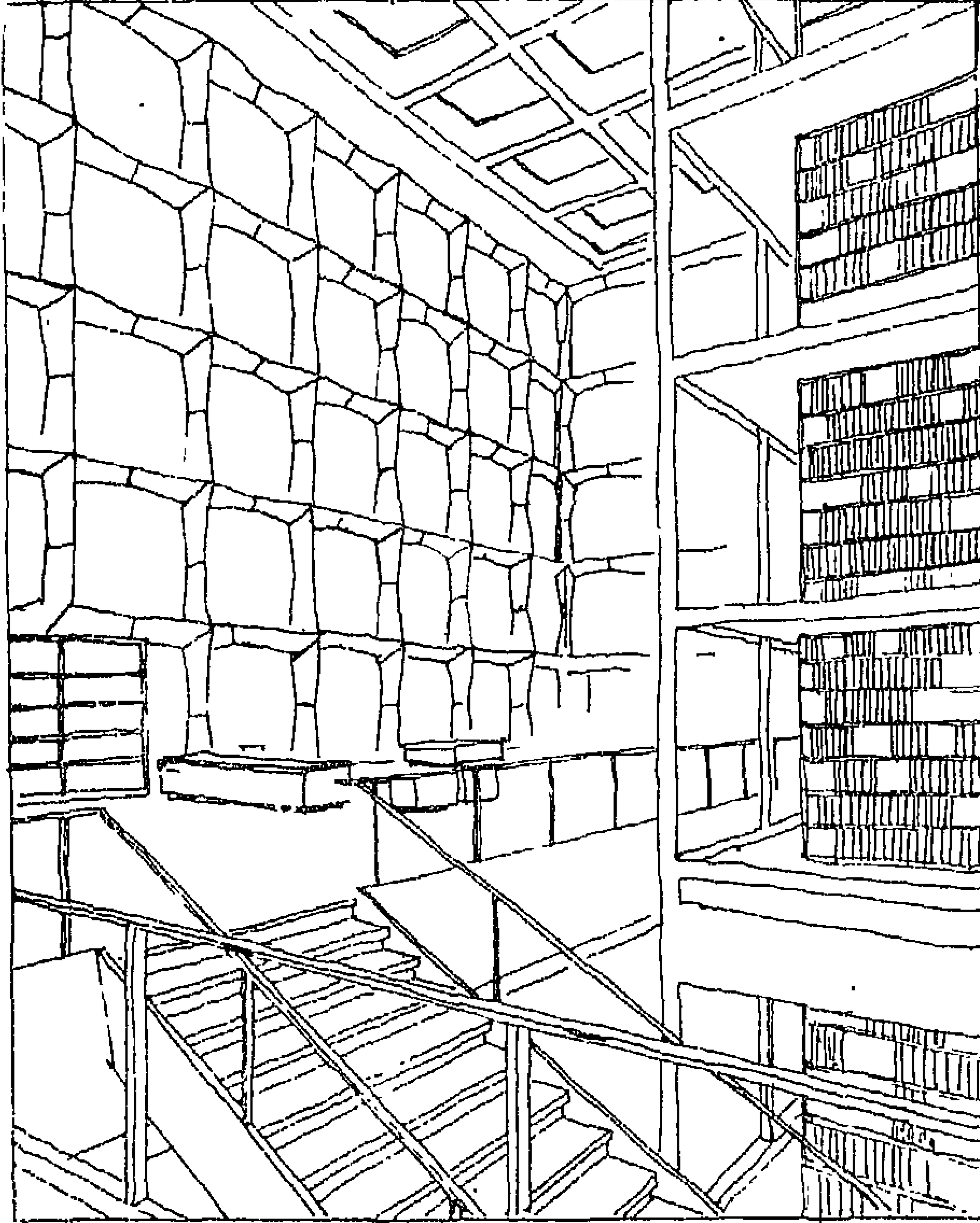
(ا) منزل وارد ويليتس بهايلاند بارك بالينوى المهندس فرانك لويد رايت « ١٩٠٠ » ، تداخل الفراغات فى العمارة العضوية .



(ب) مركز الأبحاث الطبية بولاية بنسلفانيا للمهندس المعمارى لويس كان « ١٩١١ »

الجمع بين خصائص الفراغ العالمى بكل وحدة وفراغات العمارة العضوية باتصال الوحدات مع بعضهما .

شكل ١٢



شكل ١٣ — مبنى مكتبة الكتب النادرة بجامعة بنيوهافين بولاية كونيتيكت للمكتب المهندس : سكيدمور وأوينج ، ميريل ،

تطبيق فكرة الفراغ العالمى ، عمل مخازن للكتب مغلقة بالزجاج داخل الفراغ الكبير فى وحدة واحدة مع صالة القراءة .

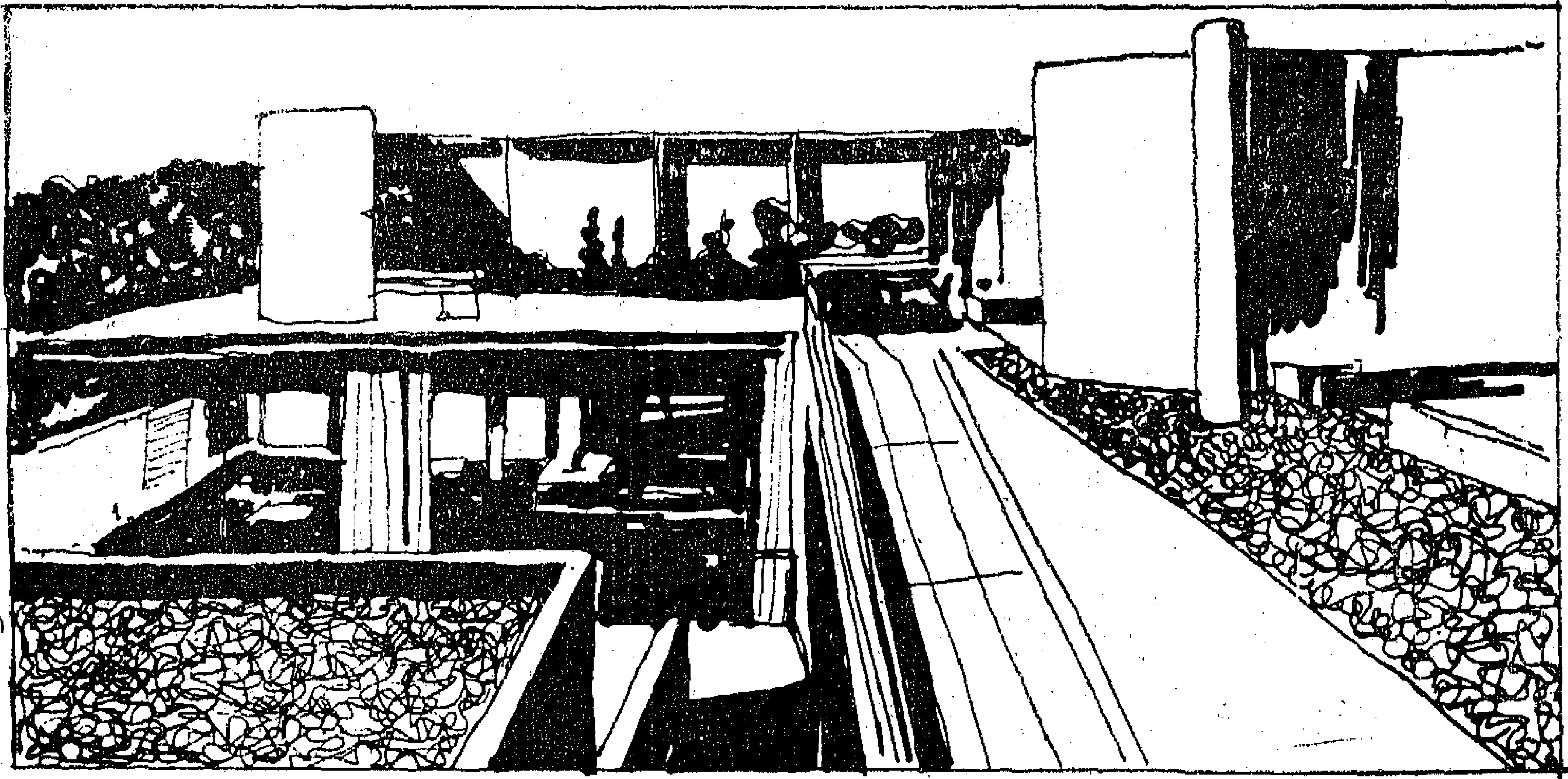
وتتجلى فكرة الفراغ العالمى بأوضح صورها بمبنى مدرسة العمارة بجامعة الينوى بشيكاغو Crown Hall (١٩٥٦) ، ويتكون المنشأ من هياكل حديدية تجتاز عرض الصالة بحيث يخلو الفراغ الكبير داخلها من أى نقط ارتكاز به ، ويستخدم هـذا الفراغ كمعرض لأعمال الطلبة كما يمكن تغيير هذا الاستعمال إلى استعمال آخر بواسطة قواطيع منخفضة لا تصل إلى منسوب السقف .

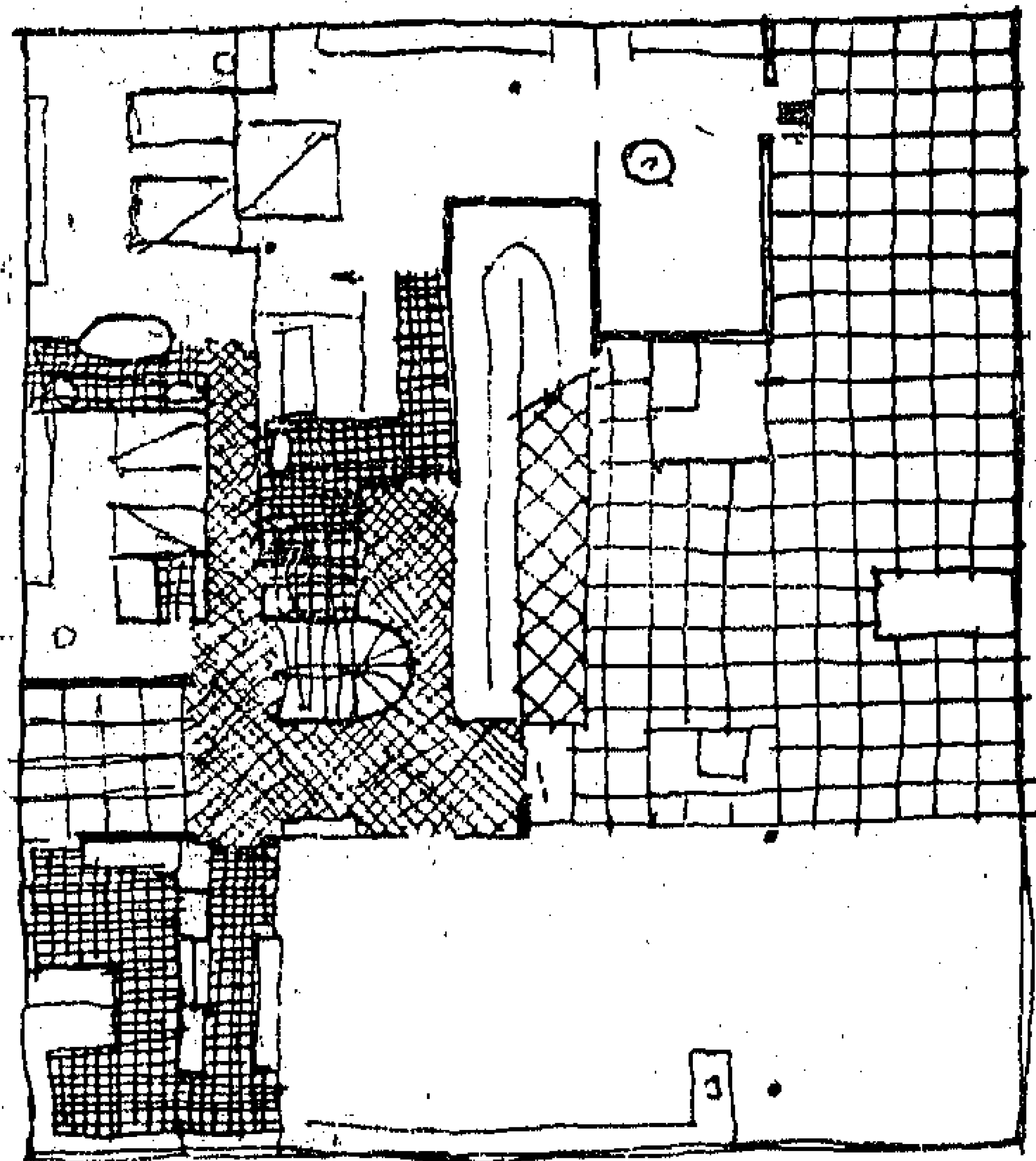
ويتطلب الفراغ العالمى مرونة فى توزيع الأعمال الميكانيكية المختلفة بحيث تتفق مع التغييرات المختلفة فى تقسيم الفراغات تبعاً للوظيفة ويشكل ذلك الأمر صعوبة كبيرة فى تصميم مثل هذا الفراغ كما أن هناك صعوبة أخرى تنشأ من عدم ارتفاع القواطيع حتى منسوب السقف وهى سهولة انتقال الصوت من فراغ لآخر .

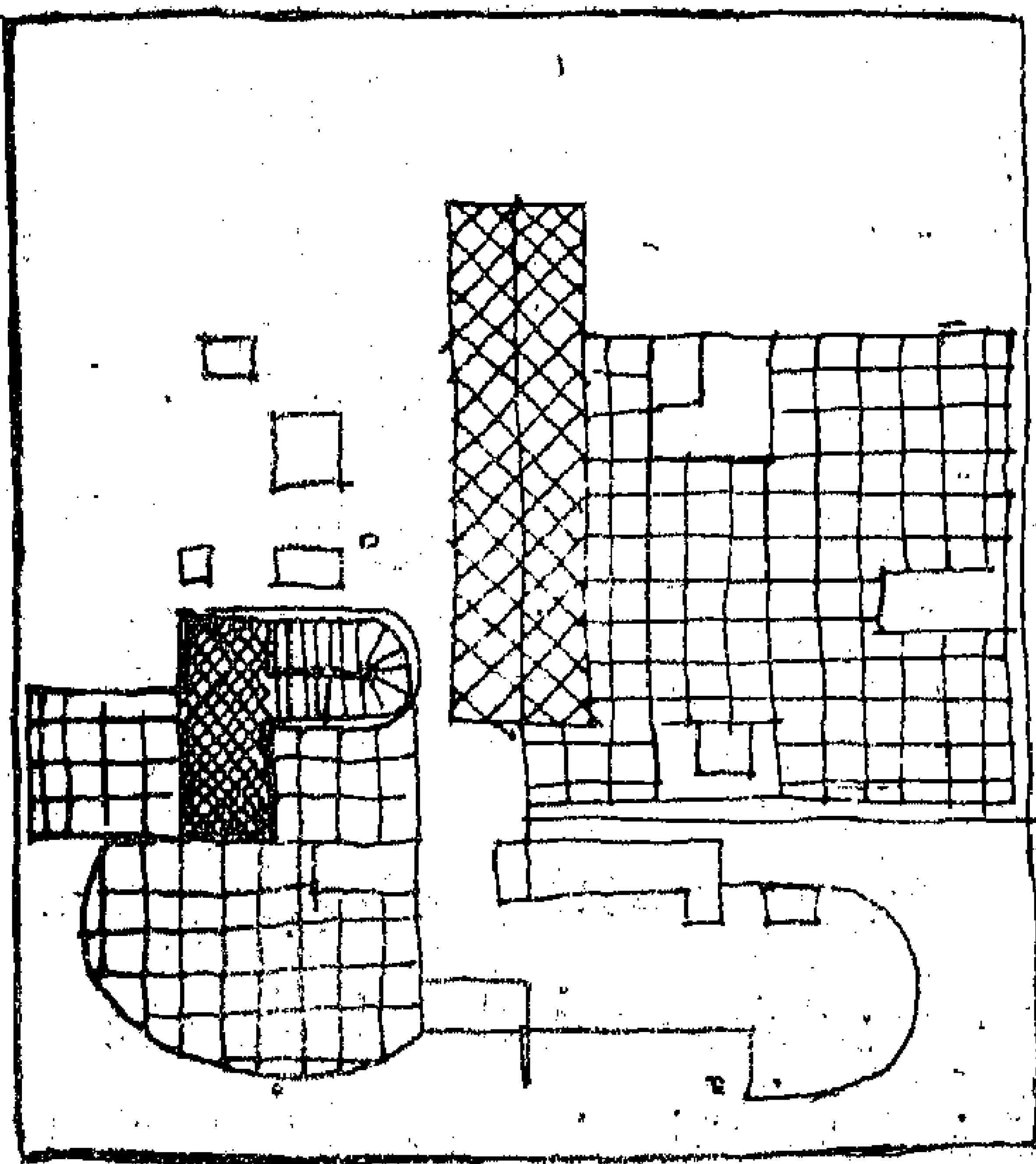
وقد حققت فكرة الفراغ الكبير ميزات كبيرة فى مبانى المكاتب حيث تجمع فيها جميع المنافع والخدمات ووسائل الاتصال الرأسية فى مجموعة واحدة مركزة (Core) ويسمح هذا التصميم بإيجاد فراغ واحد يمكن تجزئته حسب متطلبات العمل مما يحقق مرونة كبيرة فى الواقع ضرورة محتمة فى مبانى المكاتب التى تختلف فيها الأدوار عن بعضها فى تصميمها الداخلى شكل (١٠) .

وتتضح فكرة الفراغ العالمى فى أعمال بعض المهندسين كمبنى مطار دالاس الدولى (١٩٥٨ — ١٩٦٢) Dallas Airport للمهندس ايروسارينين Eero Saarinen شكل(١١) حيث قام بتغطية فراغ كبير بسقف معلق بين صفين من الأعمدة الجانبية . وتحددت بعد ذلك مكاتب شركات الطيران والمحال التجارية والخدمات بواسطة قواطيع قليلة الارتفاع بحيث يمتد السقف فوقها فى حركة واحدة تحفظ للفراغ وحدته .

وفى أعمال المهندس لويس كان Louis Kahn نجد أنه استطاع أن يجمع بين خصائص الفراغ العالمى وخصائص الفراغ فى العمارة العضوية فى مبنى الأبحاث الطبية بجامعة بنسلفانيا بفيلا دلفيا بالولايات المتحدة (١٩٥٧ — ٦١) (شكل ١٢ ب) فقد صمم المشروع على أساس عمل وحدات متماثلة ذات مسقط أفقى مربع وتتصل ببعضها بأجزاء اتصال قصيرة فى تكوين عضوى ثم ترك كان حرية تقسيم كل فراغ







شكل ١٤ — فيلا سافوى فى بواسى للمهندس لوكوربوزييه « ١٩٣٠ »
يظهر تداخل الفراغ الداخلى والخارجى ، ووضوح تأثير البعد الرابع (الزمن) فى تفهم المبنى .

من هذه الفراغات للباحثين حسب نوع العمل الذي يقومون به وقد أمكنه التغلب على الصعوبة الناتجة عن وضع المواسير ومجارى الهواء وغير ذلك من التركيبات الفنية وكذلك وسائل الاتصال الرأسية بتجميعها فى وحدات خارج الفراغات الرئيسية للمعامل والتى غلفها بالزجاج من جميع الجوانب وبذلك استطاع أن يحفظ للفراغات الرئيسية تكوينها النقى .

لوكوربوزييه

وقد تميزت أعمال لوكوربوزييه بوضوح الاتجاه نحو خلق فراغات متصلة وبدخول الفراغ الخارجى إلى داخل المبنى نفسه وذلك برفع المبنى على أعمدة وليس فقط عن طريقة استعمال المسطحات الزجاجيـة التى تـكون فاصلا شفافاً بين الفراغ الخارجى والداخلى . وقد وضع فى العشرينات قواعد للعمارة والإنشاء أدت إلى علاقات فراغية جديدة هى :

أولا : رفع المبنى على أعمـدة وبذلك امتد الفراغ الخارجى إلى الداخل تحت المبنى نفسه .

ثانياً : الفصل بين الهيكل الإنشائى والحوائط .

ثالثاً : مرونة كبيرة فى تصميم الحوائط التى لا ترتبط بالإنشاء الهيكلى وفى خلق فراغات متصلة ومتغايرة .

رابعاً : حرية كبيرة فى تصميم الواجهات واستعمال المسطحات الزجاجية الـكبيرة .

خامساً : استعمل أسطح مبانيه كحدائق وهو اتجاه فراغى جديد حيث جعل من الفراغ العلوى امتداداً لفراغ الحديقة تحت المبنى .

ونرى تلك الخواص بوضوح فى فيلا سافوى (١٩٢٩ — ٣١) شكل (١٤) وقد استعمل فيها منحدراً يبدأ من الحديقة ليصل إلى السطح . وهو يعطى بذلك بين فراغات الأدوار المختلفة تشابه الوحدة التى خلقها رايت فى استعماله المنحدرات الحلزونية شكل (٦) ، كما استعمل فيها مسطحات كبيرة من الزجاج فى غرفة المعيشة بحيث يتصل فراغها الداخلى بالفراغ الخارجى من جميع النواحى .

وقد ظل لوكوربوزييه فى أعماله متجهاً نحو تصميم فراغات ذات أشكال هندسية منتظمة . وتغير اتجاهه هذا فى الخمسينات حيث بدأ مرحلة جديدة فى تصميمه للفراغ نحو خلق فراغات ذات مرونة شكلية كبيرة وبدأت أعماله تقترب من فن النحت أكثر من أن تكون أعمالا معمارية يتضح فيها التعبير الإنشائى . والواقع أن هذا الاتجاه لم يظهر فجأة بل ظهرت ملامحه فى أعمال لوكوربوزييه السابقة كمبنى الطلبة السويسريين بباريس (١٩٣٠ — ٣٢) وبسطح عمارة مارسيليا (١٩٤٧ — ٥٢) ولـكنه بدأ لأول مرة فى كنيسة رونشامب Ronchamp (١٩٥٠ — ٥٣) شكل (١٨ ا) فى معالجة الفراغ كله بطريقة نحتية بحتة، إلا أن فراغاته النحتية كانت تخضع بصفة عامة لوحدة القياس الموديولور Modulor التى ابتكرها نتيجة لنسب الإنسان وقياساته المختلفة. وتختلف هذه الفراغات بذلك عن فراغات جودى النحتية والتى قام بتصميمها دون أى نظام هندسى معين يحددها .

العوامل المؤثرة على تـكوين الفراغ

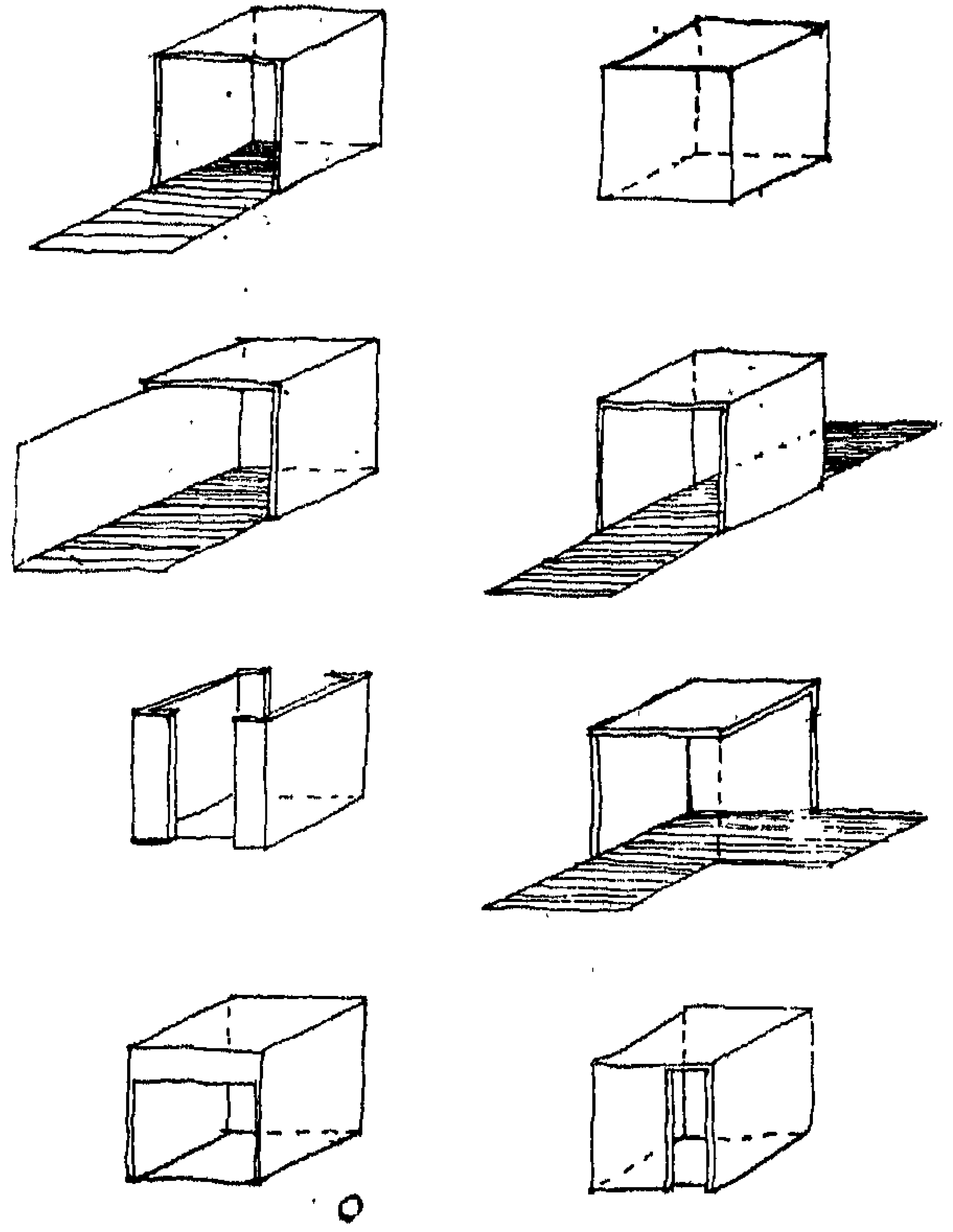
الأسطح

الأسطح المستوية :

يحدد الفراغ بالأسطح التى تـكونه سواء كانت مستوية و منحنية وإذا أخذنا فراغاً بسيطاً على شكل مكعب نجد أنه محدد بالأوجه الستة المـكونة له وبإزالة أحد هذه الأوجه فإننا نعمل على استمرار الفراغ المحدود بالمـكعب مع الفراغ الخارجى عنه فى اتجاه الوجه الناقص ، ويتأكد هذا الاتجاه بامتداد أحد الأوجه لهذا الفراغ غير أنه من ناحية أخرى يعطى شعوراً بقصر هذا الامتداد حتى حدود الوجه الممتد شكل (١٥) .

فقلل فيه رايت الفراغ الداخلى وعمل له سقفاً زجاجياً فى أعلاه ونجد نفس مفهوم الفراغ فى مبنى Reinhold Alum. Bld. والذى قام بتصميمه المهندس ميسورى ياماساكى Missouri Yamasaki .

وتفقد المستويات المحددة للفراغ تأثيرها فى حالة اقتطاع جزء منها بحيث لا يحتفظ الجزء الباقى منها بشكل هندسى (نقى) Pure Form ولذا يتجه بعض المهندسين إلى فتحات الأبواب والشبابيك بصفة عامة حتى السقف حتى لا يكون العتب مع باقى الحائط شكلا غير متكامل كمستطيل أو مربع ونلاحظ بوضوح كامل أن مبنى برشلونة لميس فان در روه تتكون فراغاته المتداخلة من أسطح من مواد مختلفة أخذت جميعها شكل المستطيل المتكامل . وفى حالة وجود شباك أو عدة شبابيك تخترق أحد الحوائط فإن الإحساس بالحائط كله كوحدة متكاملة يتوقف على نسبة مساحة الشباك إلى الحائط الذى يقع فيه .



شكل ١٥ — تحديد الفراغ بأسطح مستوية

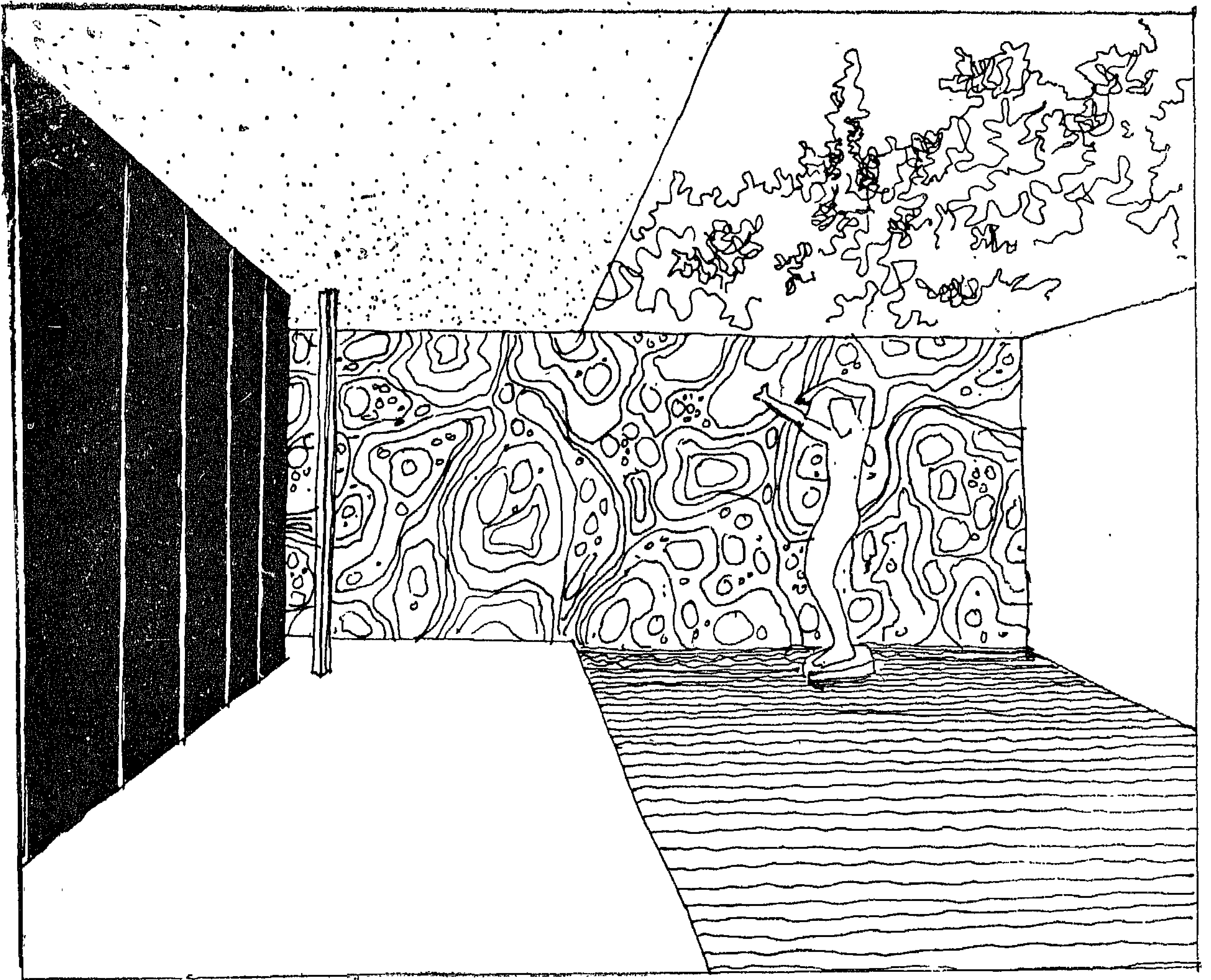
وقد يكون اتصال الفراغ المحدد بالمكعب بالفراغ الخارجى عن طريق إزالة جزء فقط من أحد المستويات المكونة له وفى هذه الحالة نشعر باتصال الفراغين الخارجى والداخلى ولكن تبقى للفراغ الداخلى وحدته بصورة أكثر ولذا يلجأ بعض المعمارين إلى إيصال فتحاتهم الخارجية حتى منسوب السقف نفسه وإلغاء العتب الذى يعلو الفتحة حتى يتحقق بذلك الاندماج بين الفراغين الخارجى والداخلى إلى أبعد الحدود الممكنة ويلاحظ أنه فى حالة إزالة مستويين متعامدين عند أحد جوانب المكعب شكل (١٥ ، ١٦) فإن الفراغ الناتج يمتد فى اتجاهين متعامدين إلى الخارج ولكن الفراغ المكون من المكعب يفقد كيانه فى هذه الحالة .

وقد لجأ بعض المهندسين إلى تأكيد الفراغ المحدد بعدم فتحه من الجوانب ووصله بالخارج عن طريق السقف ونرى ذلك واضحاً فى مبنى لاركين Larkin Building الذى

الأسطح المنحنية :

والفراغ الناتج عن استعمال الأسطح المنحنية يتميز بمرونة شكلية Plasticity واضحة ويزيد هذا التأثر باستمرار انسياب السطح دون تغير مفاجىء فى إنحناءاته أو دون أن يقطعه مستوى رأسى أو مستوى أفقى موجود فى الفراغ الذى يغطيه . وهذه الأسطح عموماً يزيد من تأثيرها كمكونات للفراغ أن تخلو من وجود فتحات فيها للاضاءة حيث أنها تقلل من تأثيرها كأشكال نحتية .

وقد تخضع هذه الأسطح لشكل هندسى منتظم كالقبة أو القبو الإسطوانى يمكن أن تحسه العين بسهولة أو لشكل هندسى لا تتبينه العين بسهولة مثل السطح المكافىء الزائدى الذى يتكون من حركة مستقيم فى الفراغ بحيث يقع طرفاه على مستقيمين شماليين . وتنتج هذه الحركة فراغاً يتصف



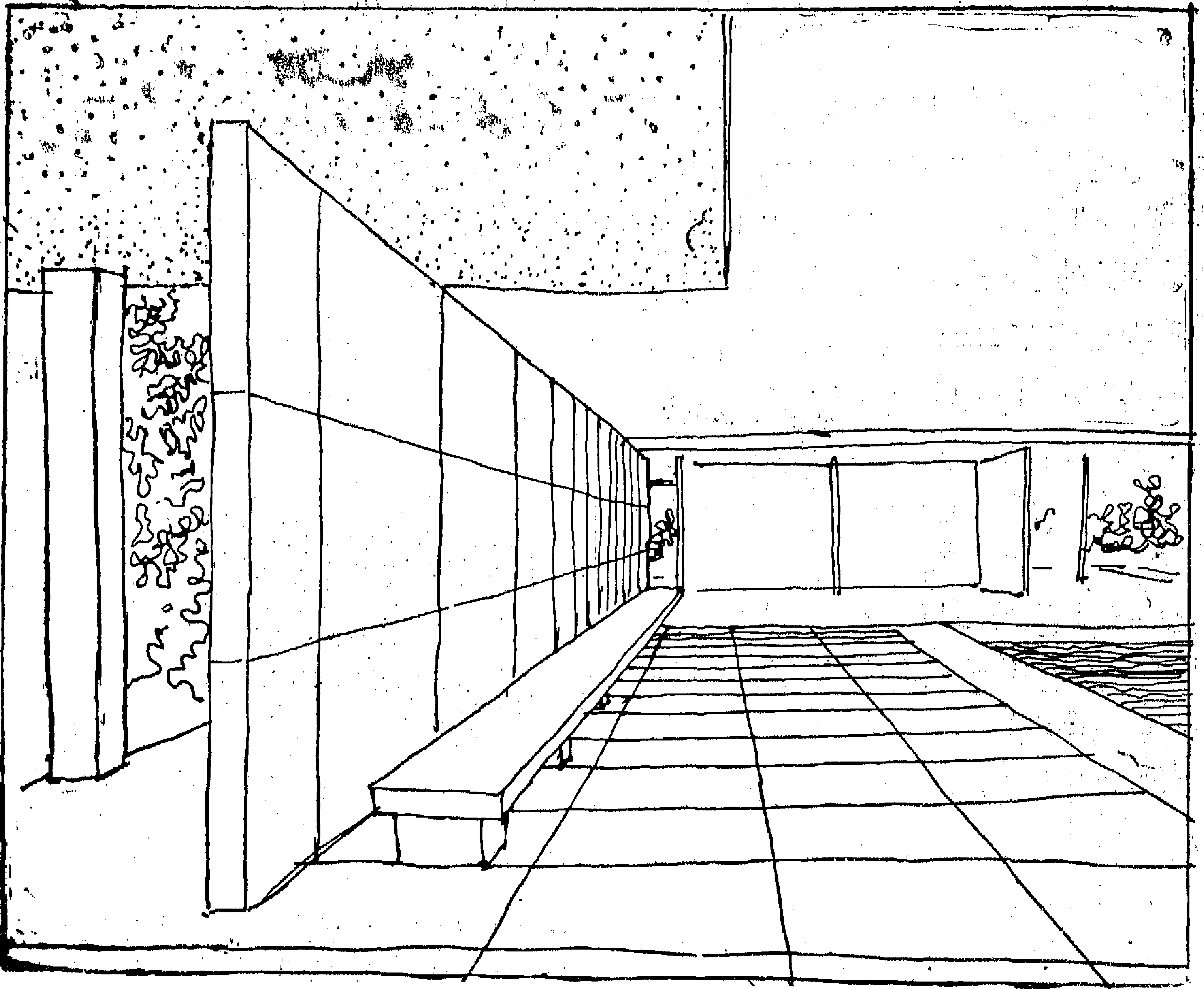
شكل ١٦ — صالة بمعرض برشلونة الدولى للمهندس ميس فان در روه « ١٩٢٩ »
اندماج الفراغ الداخلى والخارجى باستعمال الأسطح الشفافة .

بديناميكية ناتجة عن هذه الحركة التى ينتقل خلالها المستقيم ، وقد استعمل فيليكس كاندلا ... Candela هذا السطح فى جميع أعماله وغلف الفراغ الناتج فيها بالزجاج كما استعمله لوكوربوزييه فى مبنى معرض شركة فيليبس بمعرض بروكسل عام ١٩٥٨ .

وتظهر الفراغات النحتية بأجلى صورها فى كنيسة رونشامب شكل (١٨ ا) كذلك فى بعض أعمال المهندس الإيطالى كاستيجيونى حيث تكون الفراغ باستعمال أسطح لا تخضع لأى معادلة هندسية وإنما شكلت بحيث تعطى تأثيراً نحتياً قصد إليه المهندس وتعتبر مثل هذه الأعمال أقرب صلة إلى النحت منها إلى العمارة بمعناها الإنشائى السليم .

تتابع الفراغات :

يعتبر التتابع الفراغى من أهم العناصر اللازمة فى العمارة المعاصرة . وقد يتكون هذا التتابع حتى داخل الفراغ الكبير الواحد Universal Space وذلك عند تقسيمه



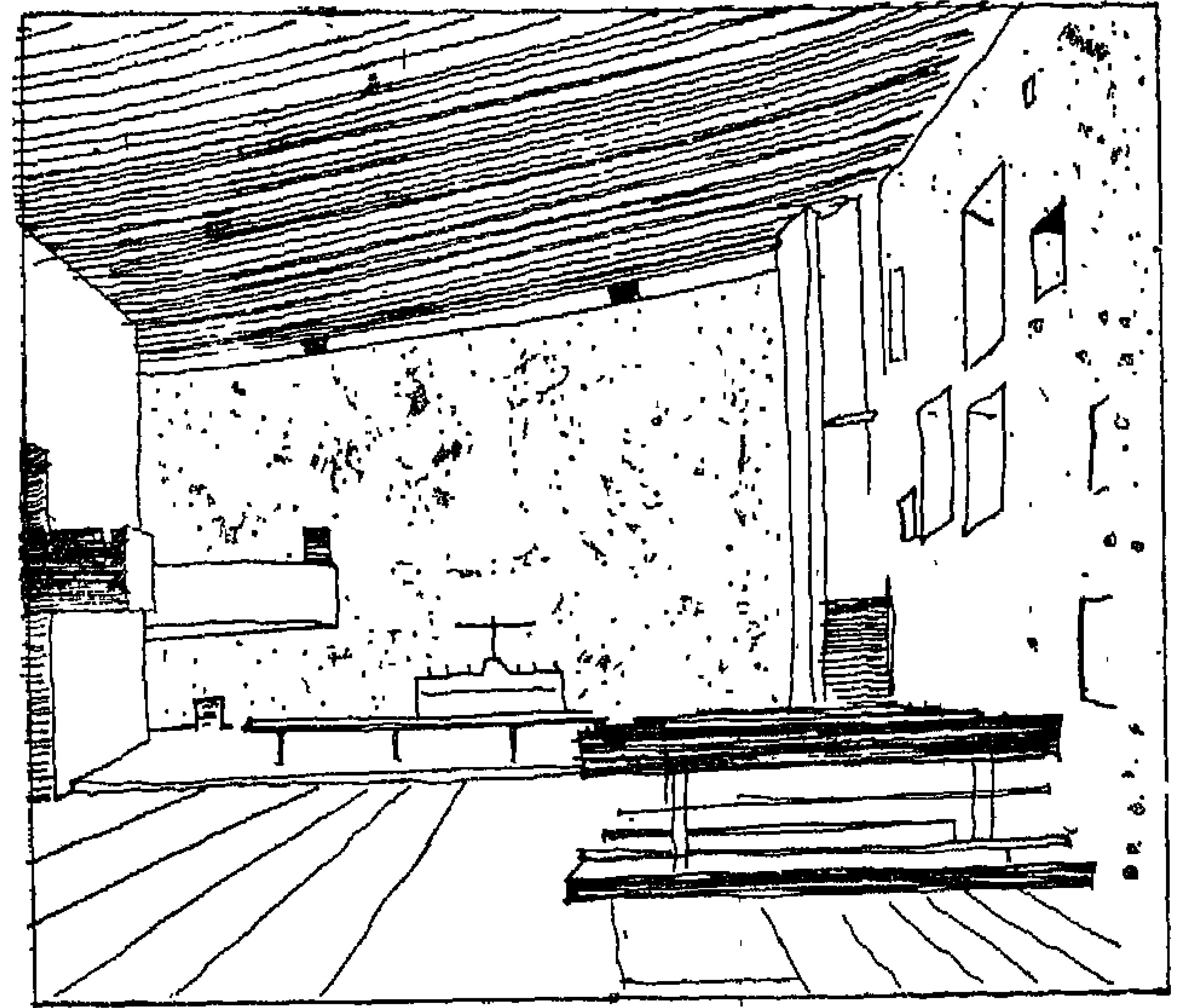
شكل ١٧ — صالة بمعرض برشلونة الدولى للمهندس ميس ڤان در روه « ١٩٢٩ »
استعمال الأسطح فى تكوين الفراغات ، توجيه الفراغ بامتداد أحد الأسطح

بواسطة قواطيع تقسم الفراغ إلى عدة فراغات تتابع داخل الفراغ الكبير ، وقد يكون بعمل فراغات منفصله ثم وصلها ببعضها بأجزاء اتصال ، كما يظهر واضحاً فى مبنى الأبحاث الطبية للمهندس لويس كان حيث جعل لكل وحدة من وحدات التصميم المتشابهة ذاتيتها المستقلة ، ثم قام بربط هذه الوحدات بطرقات قصيرة تصل بينها (شكل ١٢ب) .

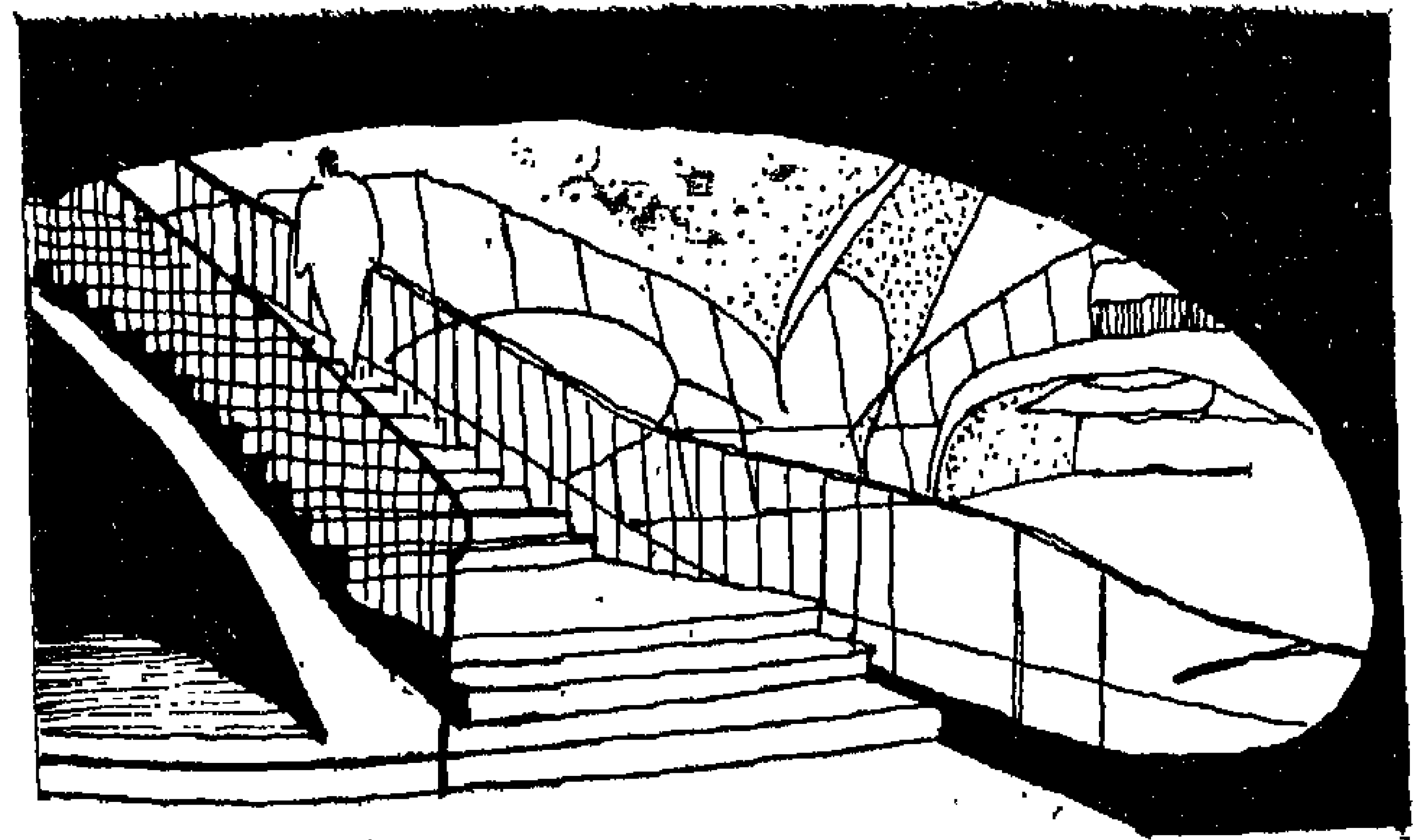
وقد تكون الفراغات المستقلة مختلفة عن بعضها تماماً من ناحية الشكل أو الحجم ، ويؤدى ذلك إلى خلق التغيير عند الانتقال من فراغ إلى آخر ويتبع ذلك ليس فى العمارة فحسب بل هو من ضروريات التخطيط حيث توضع الأبنية المختلفة فى علاقات تسمح بالانتقال من فراغ إلى آخر بحيث تختلف الممارسة فى كل منها سواء من ناحية شكل الفراغ أو ارتفاع الأبنية التى تحوط به فى معالجته بإدخال عناصر الطبيعة بطرق مختلفة فيه .

وقد لجأ المهندس سانت إيليا فى المشروع الذى صممه لعمارة سكنية بإيجاد التتابع الفراغى عن طريق استخدام وسائل اتصال متغيرة تتيح له تغييراً مستمراً فى ممارسة الفراغ ورؤية فراغات جديدة عن طريق تغير نقط النظر من مكان

لآخر وقد سبق أن أشرنا لي أن زيفي لا يكتفي في هذا الأمر بتغيير الفراغ بل يعتبر أن تغيير خط السير نفسه داخل الفراغات تقسمها من شأنه أن يعطي تجربة جديدة وأوحى بذلك إلى وجود بعد آخر غير البعد الرابع الناشيء من تحرك نقط النظر في مسار معين .



(١) كنيسة رنشامب للمهندس لوكوربوزيه « ١٩٥٠ » ... استعمال الضوء خلال الفتحات العميقة لإعطاء مؤثرات حسية للفراغ النحتي .



(ب) مبنى شركة مطار كينيدي بنيويورك للمهندس ليرو سارينن « ١٩٦٢ » خلق فراغ نحتي باستعمال أسطح قشرية .

شكل ١٨

المقياس :

يعتبر المقياس من العوامل الأساسية في تكوين أي فراغ معماري ، وتختلف سمات الفراغ باختلاف المقياس فقد يتميز الفراغ بالفخامة Monumentality كما في النصب التذكارية والمباني العامة كالمحاكم وخلافه ، أو قد يكون فراغاً في حدود مقاييس الإنسان Human Scale كما في الوحدات السكنية وقد يكون الفراغ في مقياسه أقل من الحدود القياسية المألوفة Intimet ويتضح ذلك في فراغات النوادي الليلية وبعض الأركان الخاصة بالوحدات السكنية كركن المدفأة وخلافه .

ويرتبط الحكم على المقياس بالفراغ إلى حد كبير على مقاسات المواد المستخدمة بأسطح الفراغ وكذلك العناصر المختلفة ، فمثلا اعتاد الإنسان على أبعاد معينة للطوب أو ارتفاع الدرابزين أو خلافه فإن حدث واختلفت تلك الأبعاد بالزيادة أو بالنقص فيؤثر ذلك على المقياس العام بالفراغ لاختلاف وحدة القياس التي تتمثل في أبعاد الطوب وخلافه وارتباط ذلك بأبعاد الفراغ .

المواد :

يتأثر تكوين الفراغ إلى حد كبير بالمواد المستخدمة للأسطح المكونة لهذا الفراغ . فباستخدام مادة شفافة كالزجاج بإحدى الأسطح يستطيع البصر أن يمتد خارج حدود الفراغ ويتحقق الشعور بامتداد الفراغ الداخلي إلى الخارج ، وعلى العكس من ذلك فإن الفراغ يتحدد بأبعاد محدد باستخدام مادة صماء بأسطحه وإن اختلف هذا التحديد وأثره على الرائي باختلاف ملمس المادة المستخدمة ومقدار تهذيبها ، فإن استخدام الحجر الغير مهذب بسطح من الأسطح يعطي بلا شك تأثيراً يختلف سواء في تحديد الفراغ أو الشعور باتساعه أو ضيقه عن استخدام الرخام الأملس مثلاً .

النسب :

يتأثر الفراغ إلى حد كبير بنسب أبعاد المسقط الأفقى كذلك أبعاد الأسطح الرئيسية المكونة .

فإن استطـــالة المسقط الأفقى تعطى تأثيراً على الرائى العمق فى اتجاه الاستطالة تختلف كلية على تأثير مسقط أفقى مربع الشكل مثلا ويزداد الإحساس بالعمق بانخفاض أو ارتفاع السقف .

الضوء :

يلعب الضوء طبيعياً كان أم صناعياً دوراً كبيراً فى تشكيل الفراغ فان والبصوء علاوة على كونه ضرورة لوظيفة الفراغ إلا أن المؤثرات البصرية تختلف باختلاف كمية الضوء والطريقة التى يسمح بها دخول الفراغ . فقد يسمح بدخوله من كل الاتجاهات وبذلك يتحقق ارتباط هذا الفراغ حسياً بالفراغ الخارجى ويتضح ذلك بمبنى مدرسة العمارة بجامعة الينوى للتكنولوجيا Crown Hall وذلك باستخدام أسطح كبيرة الزجاج تمتد بين الأعمدة الحديدية بالغلاف الخارجى للمبنى .

وقد يسمح للضوء بدخول الفراغ فى اتجاه محدد بغرض إعطاء تأثير درامى مطلوب بالفراغ كما يظهر ذلك بوضوح فى كنيسة ماساتشوست للتكنولوجيا ببوسطن للمهندس سارينين فبالإضافة الضوء الخافت الذى يظهر خلال الفتحات السفلية بالسطح الدائرى للحوائط بعد انعكاسه على صفحة الماء المحيط بالكنيسة يدخل الضوء مركزاً من فتحة بأعلى المذبح على قطع المعدن المعلقة بخيوط من أعلى ، وبذلك يتحقق جذب انتباه ومشاعر الرائى إلى المذبح دون الفراغ المحيط. ويختلف ذلك فى مفهومه الفراغى عما اتبعه لوكوربوزييه فى معالجته الضوء بفراغ كنيسته المعروفة رونشامب فقد سمح للضوء بالدول خلال فتحات عميقة بمقاسات مختلفة فى حدود الوحدة القياسية modalar والتى وضع أسسها هذا وقد وزعت الفتحات بإحدى الحوائط الجـــانبية ذلك علاوة على الفتحة الضيقة المستمرة بين الحوائط والسقف المحدب إلى أسفل .

الألوان :

تختلف الألوان فى مؤثراتها النفسية على الإنسان لهذا فإن استعمال الألوان بالأسطح المحددة لفراغ ما تأثر إلى حد كبير فى تجربة الرائى وشعوره بالفراغ .

فهناك من الألوان ما يعطى تأثيراً حسياً بالعمق كاللون الأسود ويمكن بذلك تحقيق عمق فراغى حسى فى اتجاه معين باستخدام مثل هـذا اللون بأحد الأسطح . كذلك فإن تغير لون كل سطح من الأسطح المتلاصقة سواء كلون طبيعى للمادة المستخدمة أو كلون ينتهى به السطح يحدد ذلك السطح ويعطى له ذاتية خاصة ، ولذلك يختلف فى حالة استعمال لون واحد بجميع الأسطح والذى يعطى شعوراً بالاستمرار لهذه الأسطح وتداخلها بعضها البعض .

where.

$N = \gamma\, h_1\, S F$ .... (16)

h_1 — the thikness of the week layer.

γ — the spesific gravity of the week layer.

In cast of hanging week layers in rock beam N must satisfy the following two condition.

$$\frac{N}{S F} f \geqq q_{max}$$

and

$$N \geqq \frac{S F}{f} q_{max}$$

CONCLUSIONS

The goal of using roof bolts as supports for underground constructions, is to join the different rock formations together such that they will act as on beam. Moreover the moment of resistance of the system will be increased. Principles of beam theory are applied in this case. The cross-section of the beam will be of different materials. The modulus of elasticity at different points will be different too.

The normal stresses in the beam are to be checked by the equation (7). If they are not within the allowable limit, the depth of the beam can be increased by increasing the effective length of the bolts. The frection force between the layers of the rock beam, which is a function of the diameter, and diameter, and distance between bolts, must be equal or bigger than the shear stresses between the layers.

Shear stresses in the beam at any point can be calculated by using equation (12).

In case of week or cracked formations, roof bolts can be used to hang broken masses into the rigid mother formation. used to broken masses into the rigid mother formation.

In designing roof bolts, it is recommended to consider a factor of safety equal two for bolts of material, and equal three for concrete material, and equal three for concrete material. To check the stresses in rock beam, consider the factor of safety equal four.

Recently, this type of supports is used for walls subjected to horizontal pressures, as well as for floors suffering from upward pressures, ancouraging results have been reported.

Roof bolts would be errected perpendicular to the bedding planes to give the best results.

REFERENCES

1. Nasonov L.N. : Supports for underground constructions (1959).
2. Pakrovsky N.M. : Different methods of supporting underground excavation (Part I), (1962).
3. Koznetsove G.N. : Rock mechanics (1947).
4. Semovsky V.N. : Roof bolts (1956).
5. Shreiner L.A. : Rock mechanics (1950).
6. Timoshenko S. : Strength of materials (Parts I and II).
7. Hugo A. et Cost A. : Verrou de plafond (1960).

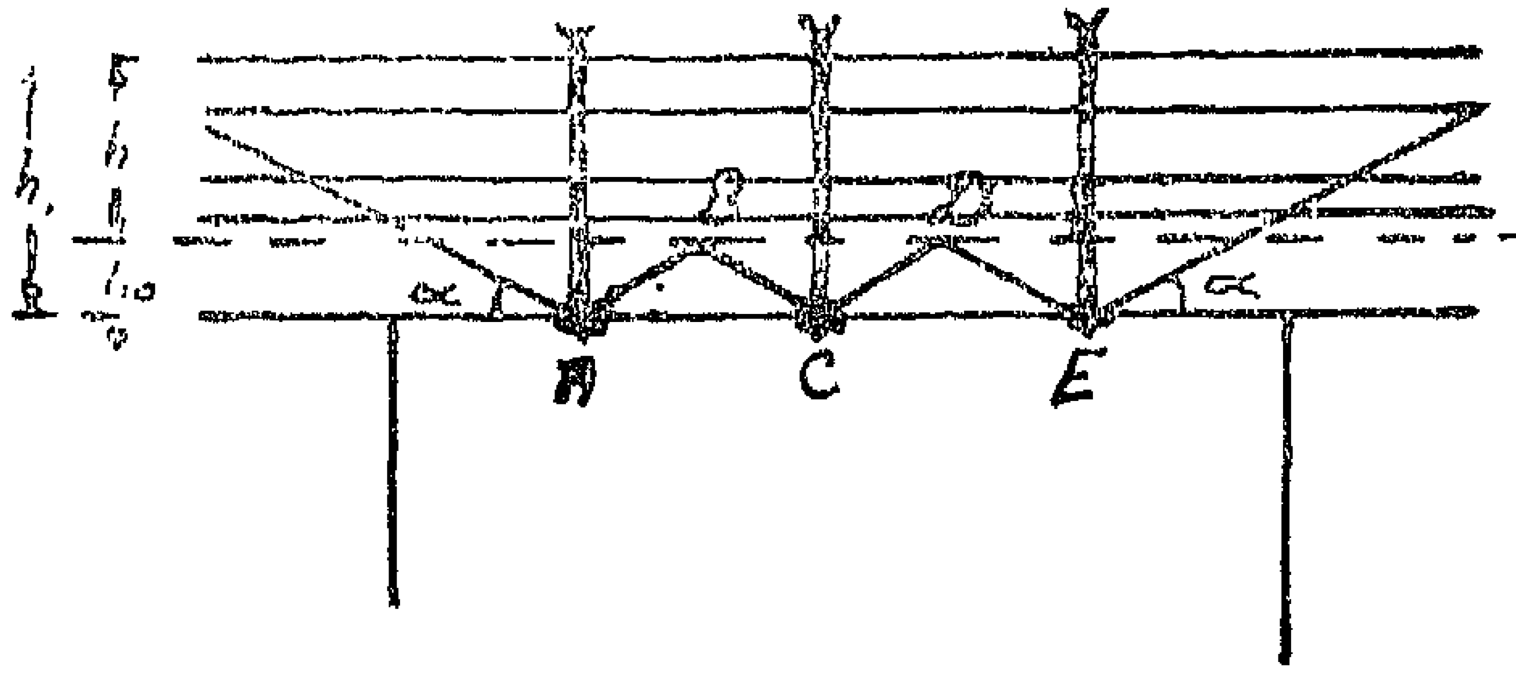


Fig. 9

Consider a roof of underground excavation is supporting by a system of a group of bolts at points A,C,E as shown in figure .

Consider that the compression forces of the bolts act at points A,C,E (neglecting the width of the supporting plates which is relatively very small). The influence of bolts at the roof will be limited by the part over the broken line A B C D E . Then, the lower lever of rock bock beam can be determinated by the horizontal line passes throw the points B and D. The height of the rock beam will be equal to the total effective length of the bolt minus the height of the triangles ABC and CDE, because the rocks in this triangles cannot carry any tensile stresses.

$h = h_1 - h_o$

where

- h — the height of the rock beam
- h_1 — the effective length of the bolt
- h_o — the height of the triangles ABC & CDE which is a function of ω and S.
- S — the distance between two bolts.

then,

$$h = h - \frac{S}{2} \text{ tg } (90^\circ - \Phi) \quad \dots\dots\dots \quad (14)$$

The area surved by each bolt is equal to SF where,

F — the distance between each two rows of bolts.

This area is a function of the tensile forc in the bolt and the maximum shear stress in rock beam.

$$\frac{N}{S\ F} f \geqslant q_{max} \quad \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots \quad (15)$$

where,

- f — coefficient of frection between roof bayers.
- N — the tensile force in the bolts, which its value depends on the cross-section area of the bolts and its maximum allowable tensile stress:

It is recommended to take the distant F equal to the distant S. or in case to be smaller than it

SUPPORTING WEEK OR CRACKED LAYER IN RIGID ONE

It must be noted that, in the case of many cracked layers, or very week medium (such as clay, silt, sand, ...), the grains of the layers have no cohesive stresses between them. It means that the parts the broken line A B C D E (fig)9 will loose its stability under the effect of its own weight. In this cas roof bolts CANNOT be used.

The auther means by week rock or cracked one, the rock masses whice can found in the rcof of the underground excavation and can act on the bases of one element, but the layer as total cannot work as one part of the rock beam. In this case, if the rock over layer is hard enough, then this layer can be hanged in the regid one by the help of the roof bolts (fig. 10). Bach mass will be hanged into the rigid mother rock.

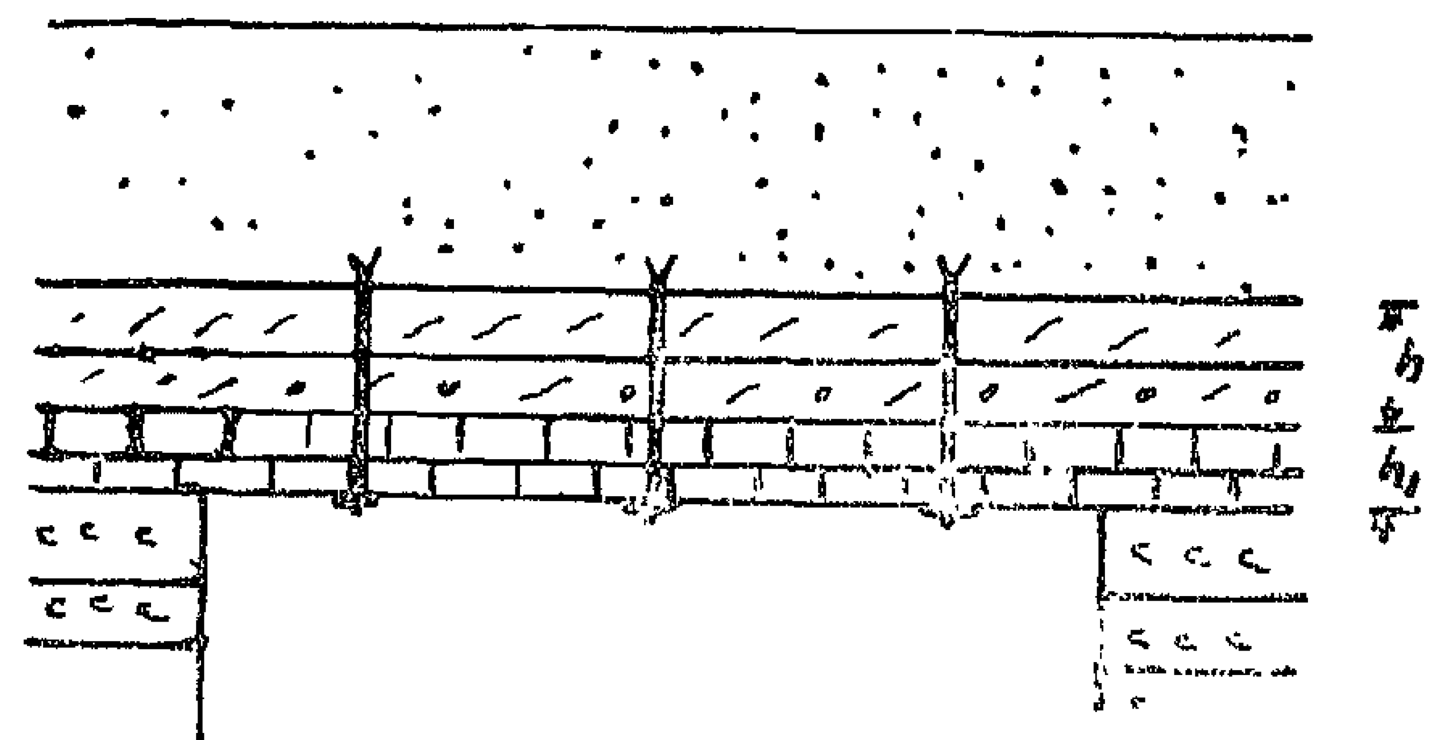


Fig. 10

The tensile force N in the bolt will be equal to the weight of the week layer survéd by each bolt.

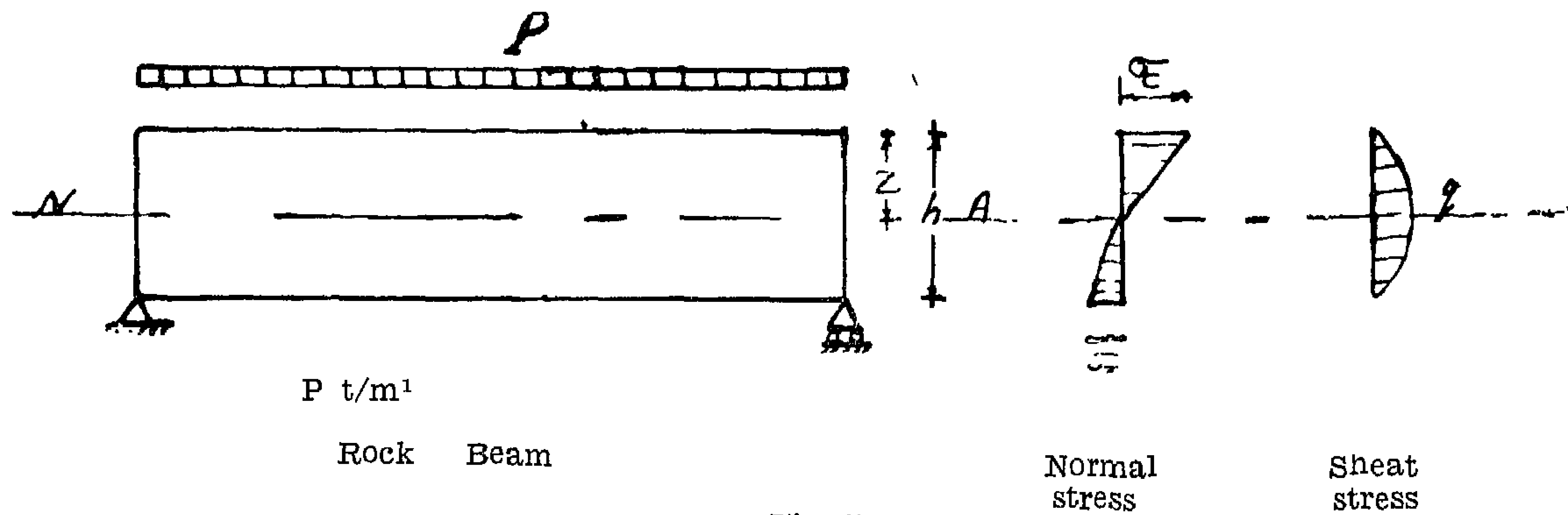


Fig. 7

The normal stress at anf point can be talculated by the genered equation (10), while the value of D in this case will be equal to,

$$D = \frac{1}{3} [E_o z^3 + E_o' (h - z)^3]$$

The value of the shear stress at any point can be calculated by the equation (12), and its maximum value is located at the N.A. anf equal to ;

$$q_{max} = \frac{Q z^2}{2 I_o} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (13)$$

or

$$q_{max} = \frac{Q (h-z_o)^2}{2 I_o'} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (13')$$

where

$$I_o = \frac{b D}{E_o}$$

and

$$I_o' = \frac{b D}{E_o'}$$

Influence of roof bolt

It must be noted that, the rocks in the surrounding mass of the underground opening has many minute cracks and voids. The cracks and voids are a result of explosions at the stage of development of the excavation, or they are as a nature of the rock itself. So the theories of granular materials can be applied with a smaller corrections.

Consider the equilibrium of the rock under the effect of roof as shown in fignre 8. Assume that the tentile force in the bolt is equal to N, and respectively acts on the supporting plate a c, which gives a compressive stresses between the plate a c and the rocks. The planes of rupture, which are indicated by the two lines ab and cb, will have an angle equal (90 - φ) with the vertical axis.

The influence of the compressive stresses between plate ac and the rock is limited by the lines have an angle α to the horizontal surface (fig. 8). The angle α is a function of the angle of repose. The limited line of the influence of the roof bolt, can be considered with a very small error, perpendicular to the lines ab and bc. It comes to the conclusian that ;

$$\alpha = 90 - \Phi$$

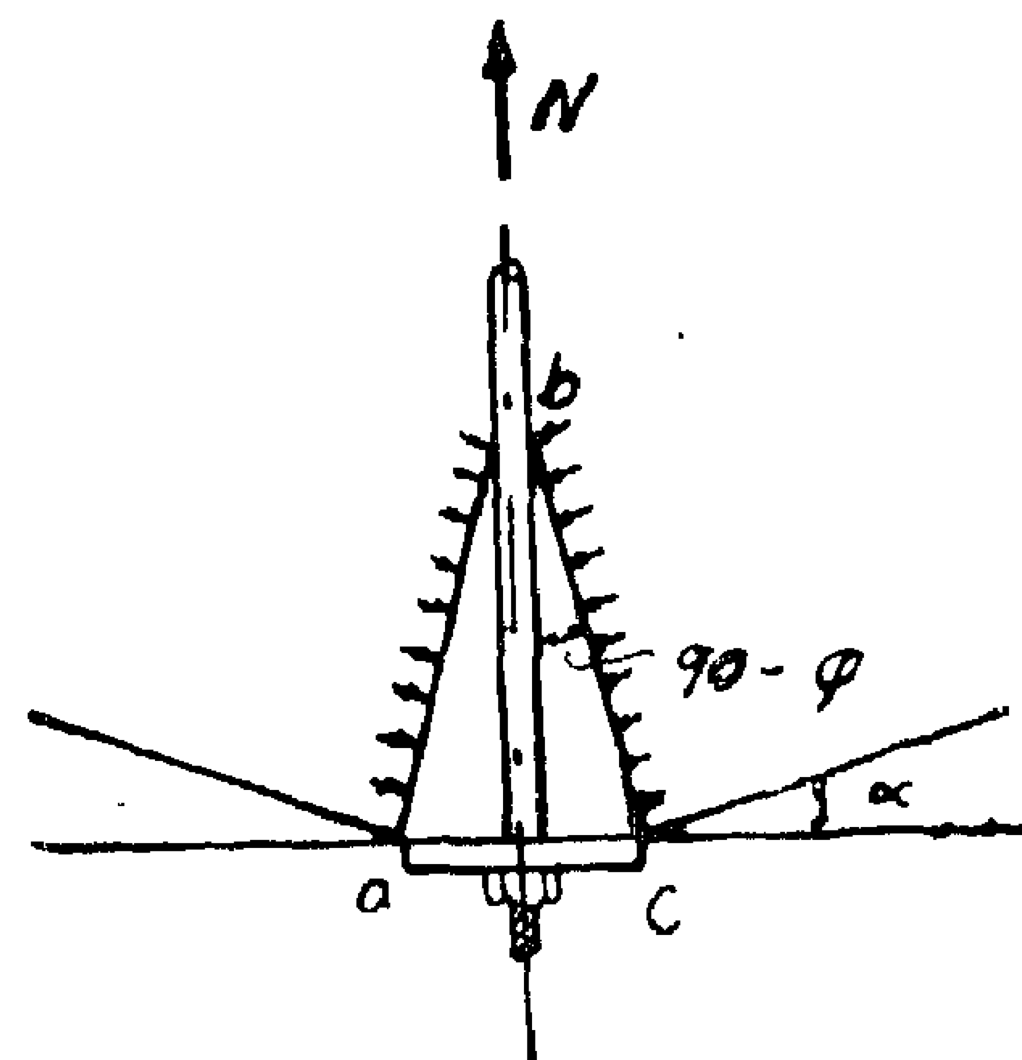


Fig. 8

From equation (10) one gets,

$$f = \frac{M}{I} y$$

Substituting the value of f in equation (11) one gets ;

$$C = \sum_{1}^{m} \frac{M}{I} \int_{A} y \, da = \sum_{1}^{m} \frac{Mb}{I} \int_{z_0}^{z_1} y \, dy$$

$$C = M b \sum_{1}^{m} \frac{1}{I} \int_{z_2}^{z_1} y \, dy$$

Differentiating,

$$dC = dM \, b \sum_{1}^{m} \frac{1}{I} \int_{z_2}^{z_1} y \, dy$$

From the equilibrium of the hole part cecd $\Sigma X \nabla 0$ one gets ;

$$dC = dT$$

By substitution one gets ;

$$q \, b \, dx = dM \, b \sum_{1}^{m} \frac{1}{I} \int_{z_2}^{z_1} y \, dy$$

$$q = \frac{dM}{dx} \sum_{1}^{m} \frac{1}{I} \int_{z_2}^{z_1} y \, dy$$

Knowing that $\frac{dm}{dx} = Q$ we get. stress

$$q = \frac{Q}{2} \sum_{1}^{m} \frac{z^2_1 - z^2_2}{I} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (12)$$

If the roof bolts connect different layers together the value of the shear stress can be calculated by the help oftable 2.

TABLE 2

No. of layers	E	z_1	z_2	z^2_1	z^2_2	$\Delta z = z^2_1 - z^2_2$	$I = \frac{bD}{E}$	$\frac{\Delta z}{I}$
1								
2								
3								
. .								
. . .								
m								
							$\sum_{1}^{m} \frac{z^2_1 - z^2_2}{I} =$	

Rock beam of one kind of layers

In many cases, the roof bolts may be used to join more than one layer of the same rock formation. In this case the problem will be more easier. The modulus of elasticity of the layers in the compression side will be constant and equal to E'', while for layers in the tention side will be constant too and equal to E'_0.

The statical system of rock beam, loads, normal and shear streases diagrams are shown in figure 7.

The value of z (the distant of the N.A. from the upper surface) can be determined from equation (7) where,

$$A = E''_0 - B_0$$
$$B = 2 E'_0 h$$
$$C = E''_0 h^2$$

bending moment. The physical meaning of this value is the same as E I for a beam with elastic homogenous material, which has a cinstant modulus of elasticity for compression and tention.

Then, equation (8) will has the following shap,

$$D = \frac{M R}{b}$$

or

$$R = \frac{b D}{M} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9)$$

Substituting value of R of equation (9) in equation (5) one gets the general equation of the normal stresses in the rock beam or any unhomogenous beam with breadth equa b.

$$f = \frac{E M}{b D} y \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (10)$$

ii — Shear stresses :

Consider the equilibrium of an element with length dx of the rock beam (fig. 6). This element is subjected on one side to a bending moment M and a shearing force Q, and on the other side to a bending moment M + dM and a shearing force Q + dQ. The difference between normal compression force C on the left side ab and C + dC on the rignt side cd are the result of the bending moments M and M + dM respectively This different will be resested by the horizontal shear stresses q acting on the area b dx at the surface bd.

where b — the breadth of rock beam.

Total horizontal shearing force acting on the surface bd is equal to ;

$$dT = q\ b\ dx$$

The horizontal normal force acting on an element of infinetizmal area, da of any layer

$$dN = f\ da$$

The total force acting on the layer will be ;

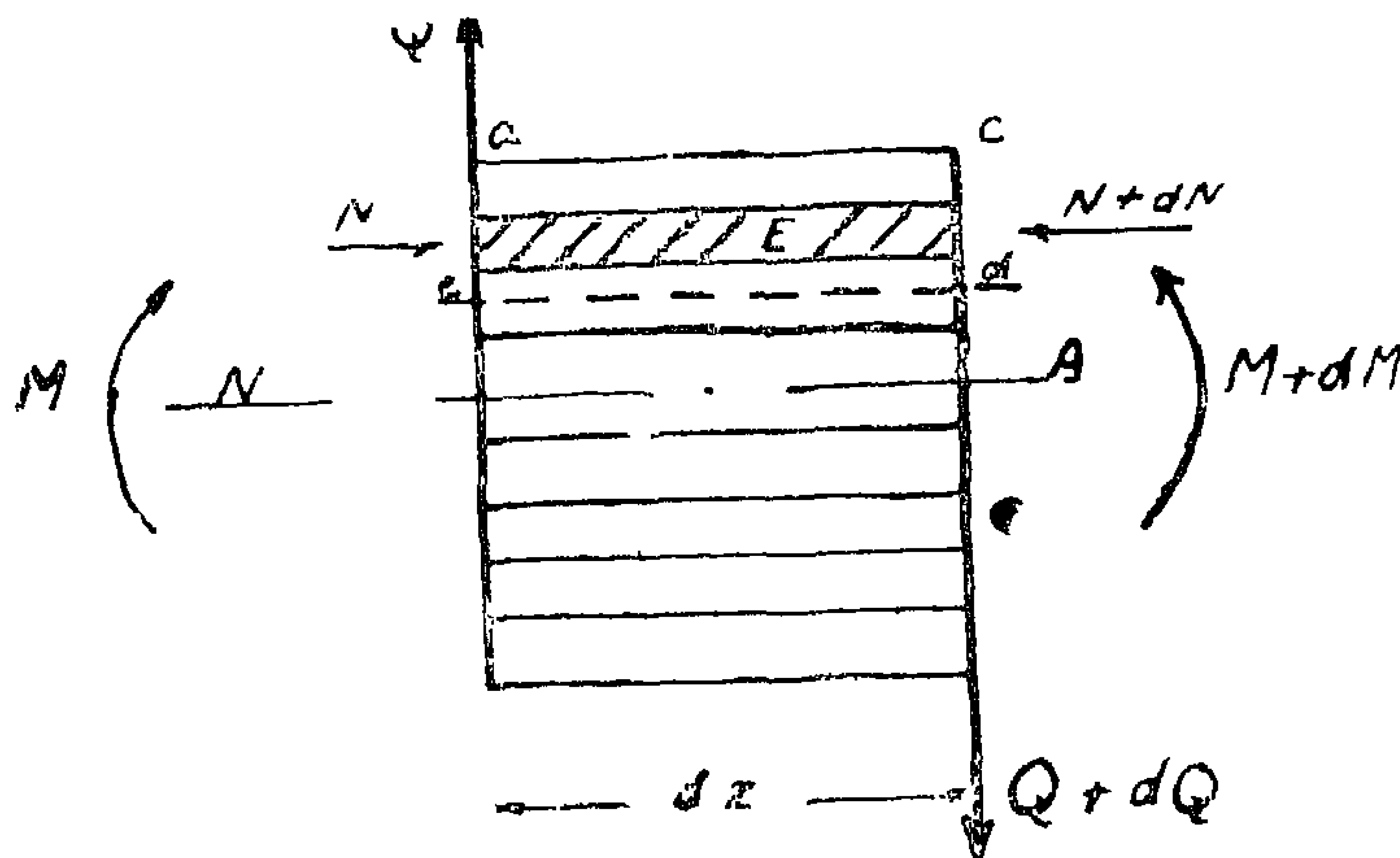
$$N = \int_A f\ da$$

The total horizontal force C acting on the surface ab is equal to ;

$$C = \sum_1^m \int_A f\ da \quad \ldots\ldots\ldots \quad (11)$$

where m is the number of the layers in the part of the surface ab.

From equation (10) value of $\frac{E}{b D}$ has the physical meaning of I (the moment of Inertia of the beam in which the normal stresses was studied.



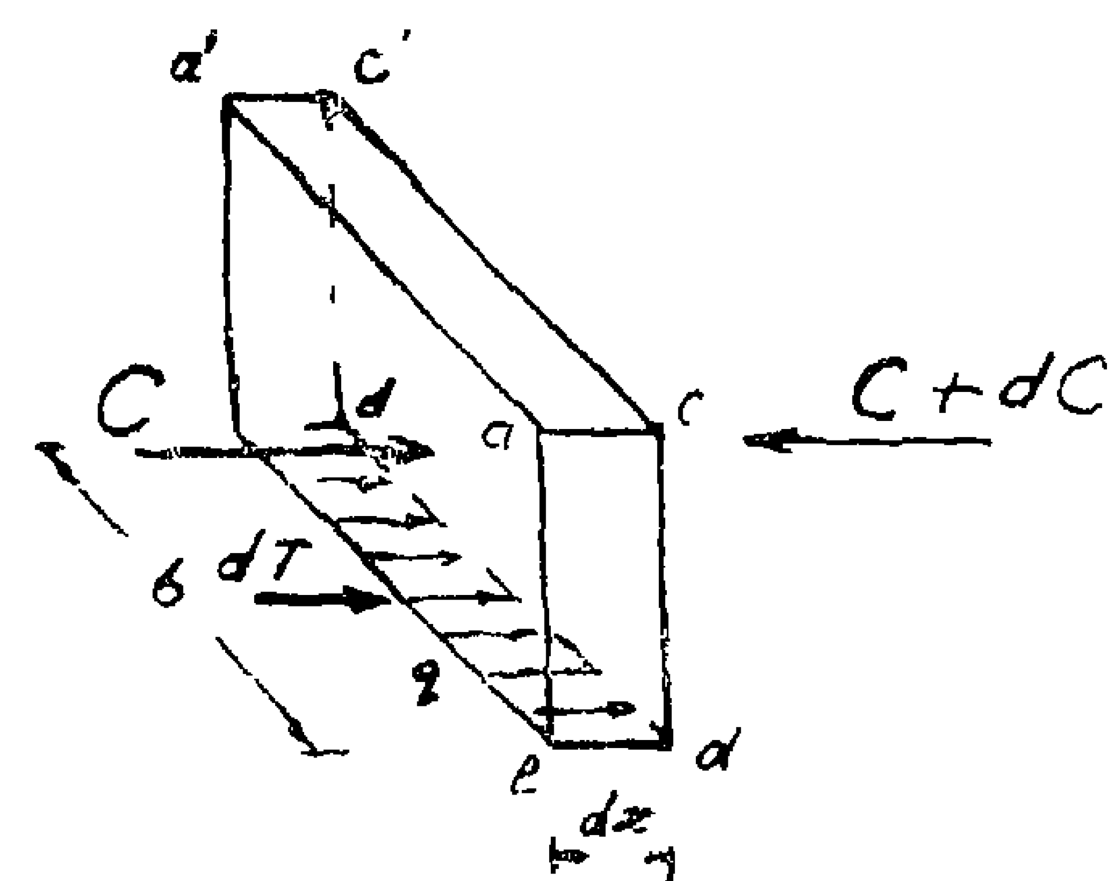


Fig. 6

This is an equation of the second degree. It has the following algebrac solution.

$$z = \frac{B \pm \sqrt{B^2 - 4\,A\,C}}{2\,A} \qquad \text{.................} \quad (7)$$

To get the real value of z consider the positive value in this equation. It must be noticed that the value of z must be limited by the two values of h^o and h'_o where,

$$h_o < z < h_o'$$

If the value of z is smaller than that of h_o or bigger than h'^o it means that the N.A. will be located in another layer than that which had beed assumed. In this case one must be recalculated the above equations.

In case of the rock beam consists of many layers, it will be eaaier to solve this equation by the help of the following table (table 1).

TABLE 1

No. of layers	E	h_1	h_2	Δ	$E\ \Delta$	h^2_1	Λ_1	$E\ \Delta_1$
1								
2								
3								
. .								
. .								
n								
				$\sum_1^n E\ \Delta =$				$\sum_1^n E\ \Delta_1 =$

Normal stresses at any point in different layers can be calculated by the use of equation (4). By substituting the value of f in equation (4) from equation (5) one gets,

$$\int \frac{E\,y}{R}\, y\ \delta\ a = 0.0$$

and

$$\int \frac{E\ b}{R}\, y^2\ \delta\ y = M$$

or

$$\int E\ y^2\ \delta\ y = \frac{M\ R}{b}$$

By solving this integrali by the methods shown before we can get ;

$$\sum_1^n \int_{h_2-z}^{h_o'-z} E\ y^2\ \delta\ y\ +$$

$$\int_o E_o'\ y^2\ \delta\ y\ -$$

$$\int_{z-h_o}^{o} E_o\ y^2\ \delta\ y = \frac{b}{M\ R}$$

or

$$\sum_1^n \frac{E}{3} \left[\ (h_o\text{-}z)^3 - (h_1\text{-}z)^3\ \right]$$

$$+ \frac{E_o'}{3}\,(h_o'\text{-}z)^3 - \frac{E_o}{3}\,(z\text{-}h_o)^3 = \frac{M\,R}{b} \qquad (8)$$

assumed the left side of equation (8) equal D.

Value of D depende on the properties of the section. D is the resistance of the appling

except that in which the N.A. path throw will denoted by o. Then the unmber of the layers will be n + 1. The modulus of elasticy of the layer in which the N.A. passes, will be denoted by E_o in compression side and 7'° in tention side.

Considering the equilibrium of the forces and the stresses acting on the section shown in fig. 5 one gets ;

$$\Sigma X = 0.0 \text{ or } \int f \, \delta a = 0.0 \quad \ldots\ldots (3)$$

$$\Sigma M = 0.0 \text{ or } \int f \, \delta a \, y = M \quad \ldots\ldots (4)$$

where f is the stresses acting on the area a with coordinates (z, y).

From the stress-strain relation-ship for elastic materials we get that ;

$$f = E \varepsilon = \frac{E y}{R} \quad \ldots\ldots (5)$$

where

E — the strain.

R — radius of curvature of the beam, for on infinitizmal length element is constant.

Substituting in equation (3) value of f from equation (5) we get ;

$$\int_A \frac{E y}{R} \, \partial a = 0.0$$

where A total area of the layer surface

then ;

$$\int \frac{b E y}{R} \, \partial y = 0.0$$

where b = the breadth of the beam

Multiply this equation by $\frac{R}{b}$ we get ;

$$\int E y \, \partial y = 0.0 \quad \ldots\ldots (6)$$

Value of E is different from one layer to other. It is different too in layer (o) from the side of compression to the side of tention. Then equation (6) will has the following formula ;

$$\sum_1^n \int_{h_1-z}^{h_2-z} E y \, \delta y + \int^{h_o'-z} E_o' y \, \delta y - \int_{z-h_o} E_o y = 0.0$$

Carrying out the integration and multiply the equation by two we get ;

$$\sum_1^n E \left[(h_2-z)^2 - (h_1-z)^2 \right] + E_o' (h_o'-z)^2 - E_o (z-h_o)^2 = 0.0$$

Solving this equation and obtaining its value as a function of z we get ;

$$z^2 (E_o' - E_o) - 2 z \left[\sum_1^n E (h_2-h_1) + E_o' h_o' - E_o h_o \right] + \sum_1^n E (h^2_2 - h^2_1) + E_o' h_o'^2 - E_o h^2_o = 0.0$$

put $h_2 - h_1 = \Delta$ the thickness of the layer and $h^2_2 - h^2_1 = \Delta_1$

we get that

$$z^2 (E_o' - E_o) - 2 z \left[\sum_1^n E - E_o h_o \Delta + E_o' h_o' \right] + \sum_1^n E \Delta_1 + E_o' h_o'^2 - E_o h^2_o = 0.0$$

or $A z^2 - B z + C = 0.0$

where

$$A = E_o' - E_o$$

$$B = 2 \left[\sum_1^n E \Delta + E_o' E_o' - E_o h_o \right]$$

$$C = \sum_1^n E \Delta_1 + E_o' h_o'^2 - E_o h^2_o$$

where

f — the maximum deflection

I — the moment of inertia of the rock beam

Internal stresses in rock beam

In order to design the length of the roof bolt, first assume the effective length, and then sheck the internal stresses in the rock beam. If they are within the allowable limit for the rock (as a material of the beam), then this length will be used. In case these stresses are larger than the allowable limit, then the length should be checked.

The internal stresses in the rock beam are devided to two kinds, normal stresses, which are the result of bending moment force, and shearing stresses as a result of shearing force.

The values of these internal stresses can be obtained by applying one of the known theories such as elastic theory or plastic theory. In case of underground construction, it is recommended to use elastic theory, which will give higher values of normal stresses and increase the factor of safety.

i — Normal stresses :

The different layers of rocks, in the roof of the excavation with different depths and different properties, will be connected together by means of roof bolts. This layers of roof bolts. This layers will act together and can be considered as one beam of non-homogenous section with breadth equal to b.

The different layers of rocks will have different modulus of elasticity and different allowable stresses. It will be considered also that the modulus of elasticity in compression for one rock, is different than that in tension (fig. 5).

Assumed that the modulus of elasticity of each layer is denoted by E, and ;

h_1 — the depth of the upper surface of any layer from the top level.

h_2 — the depth of the lower surface of any layer from the top level.

h_0 — the depth of the upper surface of the layer containing the N.A. from the top level.

h'_0 — the depth of the lower surface of the layer containing the N.A. from the top level.

z — the depth of the N.A. from the top level.

Due to the effect of simple bending of the rock beam (fig. 5), all the parts of the section over the neutral axis (N.A.) will be in compression, while those below it, will be in tention. The layers from the top level to the lower one will be denoted by 1, 2, 3, 4, ...

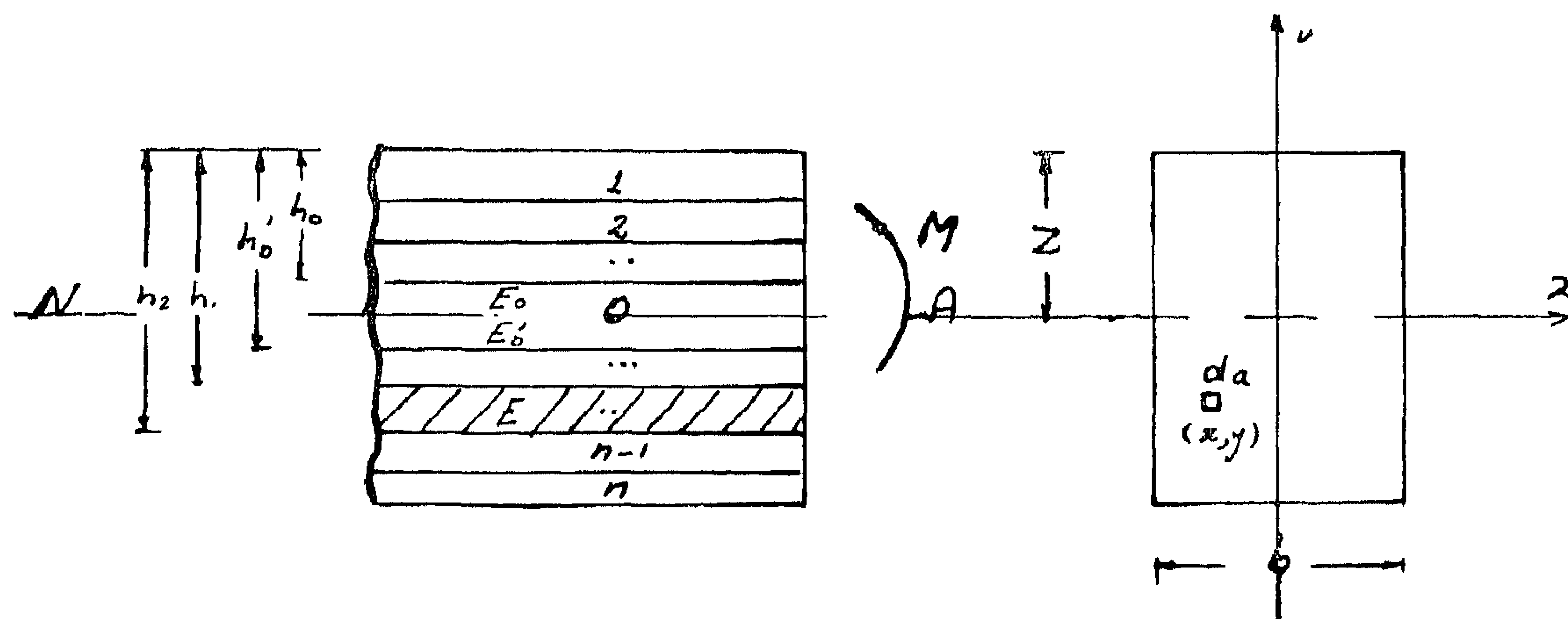


Fig. 5

Consider a strip of one metre in the roof, the layers are to be calculated as a beam with bridth 1.0 m and depth H.

It is quite clear that the length of the layer is not limited by the width of the excavation but more deeper in the walls. The ends of rock beam are to be assumed at the walls of the excavation which are considered as supports. The rock beam is loaded by distributed load equal to the algebrac sum of rock pressure and the weight of rock beam itself.

Methods of evaluation of rock pressure will not be discussed in this paper, and it will be assumed that the value of rock pressure had been calculated by one of the different theories and let it be equal to (P_1).

The weight of the rock beam, per metre run, can be calculated by the following equation ;

$$P_2 = \sum_{1}^{n} \gamma h$$

where

γ — specific graviry of the rock in different layers, in the rock beam.

h — hight of each layer in rock beam.
total load per metre run P

$$P = P_1 \pm P_2$$

Statical system of rock beam. in the roof of the underground excavation according to the loads shown in fig. 4 is considered as a simple beam partially fixed at its ends.

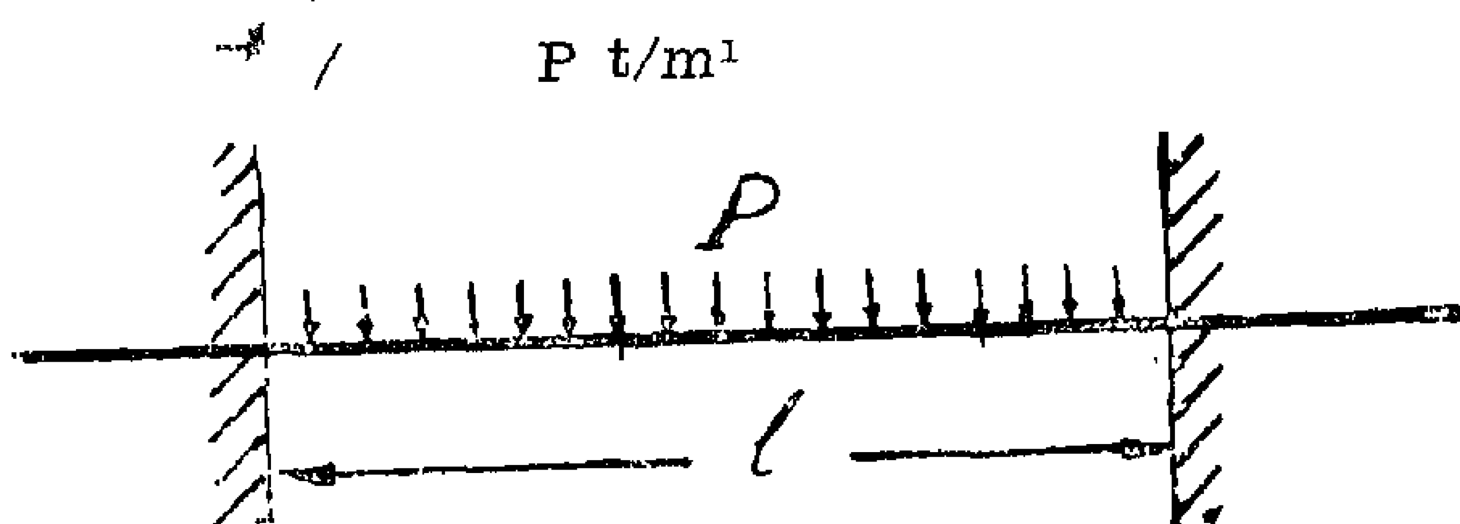


Fig. 4

The values of bending moment in such case can be determined by the following equation.

Field bending moment $M_F = K_1 P L^2$
Fixed end moment $M_E = K_2 P L^2$

where

L — the span of the beam i.e. the width of the excavation

K_1 & K_2 — coefficient depend on the degree of fixation.

The degree of fixation at the ends of the beam depends on many factors, the strength and cohesion of the rock at the walls which may be changed by the time, the shape and dimension of the construction.

Values of coefficients K_1 and K_2 are limited by two special methods of supporting the rock beam in the wall. The first case if it is fixed support, and the second case if it is hinged support.

According to the theories of applied mechanics in the case of fixed end beam.

$$K_1 = \frac{1}{24} \text{ and } K_2 = -\frac{1}{12}$$

The values of bending moments relative to this coefficients are

$$M_F = \frac{P L^2}{24} \text{ and } M_E = -\frac{P L^2}{12}$$

In case of simple supports

$$K_1 = \frac{1}{8} \text{ and } K_2 = 0.0$$

and bending moments are equal to

$$M_F = \frac{P L^2}{8} \text{ and } M_E = 0.0$$

Values of maximum shear force are constant with respect to the degree of fixation at the ends and equal to :

$$Q = \frac{P L}{2}$$

Maximum values of elastic deformation in the previous cases are equal to ;

$$f = \frac{1}{384} \cdot \frac{P L^4}{I} \text{ for fixed end beam}$$

and

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{P L^4}{I} \text{ for simply supported beam.}$$

+ rock pressure). Only there is one way to make them act together, this goal can be achieved by introducing friction forces between them, by the help of roof bolts. The value of these frection stresses between each two layers must be bigger or equal to the shear stress at this level.

$$q \leq q\, f \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

where

q — the maximum shear stress between the layers

q_f — frection stresses between the layers

$$q_f = \frac{N\, f}{a\, c}$$

where

N — tensile force in each bolt.

f — coefficient of frection.

a & c — distance between bolts.

By substitution in equation (1) we get the general equation

$$q \leq \frac{N\, f}{a\, b} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

The length of roof bolt must be equal to the thickness of the layers (nh) plus the anchorage length,

In case of reinforced concrete roof bolt the anchorage length is equal to $\frac{N}{\nabla\, \Phi}$

where

N = tensile force in the bolt.

∇ — bond stress between steel and the wall of the hole.

Φ — parameter of the bolt.

In case of steel roof bolt, the anchorage length depend on the action of the bolt and how it is designed, and the method of errection, which must be strong enough to resist the tensile force in the bolt.

The cross-section area of the bolt A is

$$A = \frac{N}{f_s}$$

where

f_s — the maximum tensile stresses in the material of the bolt.

The tensile force in the bolt N can be applied by help of a nut. which connect the supporting plate and the bolt (fig. 2).

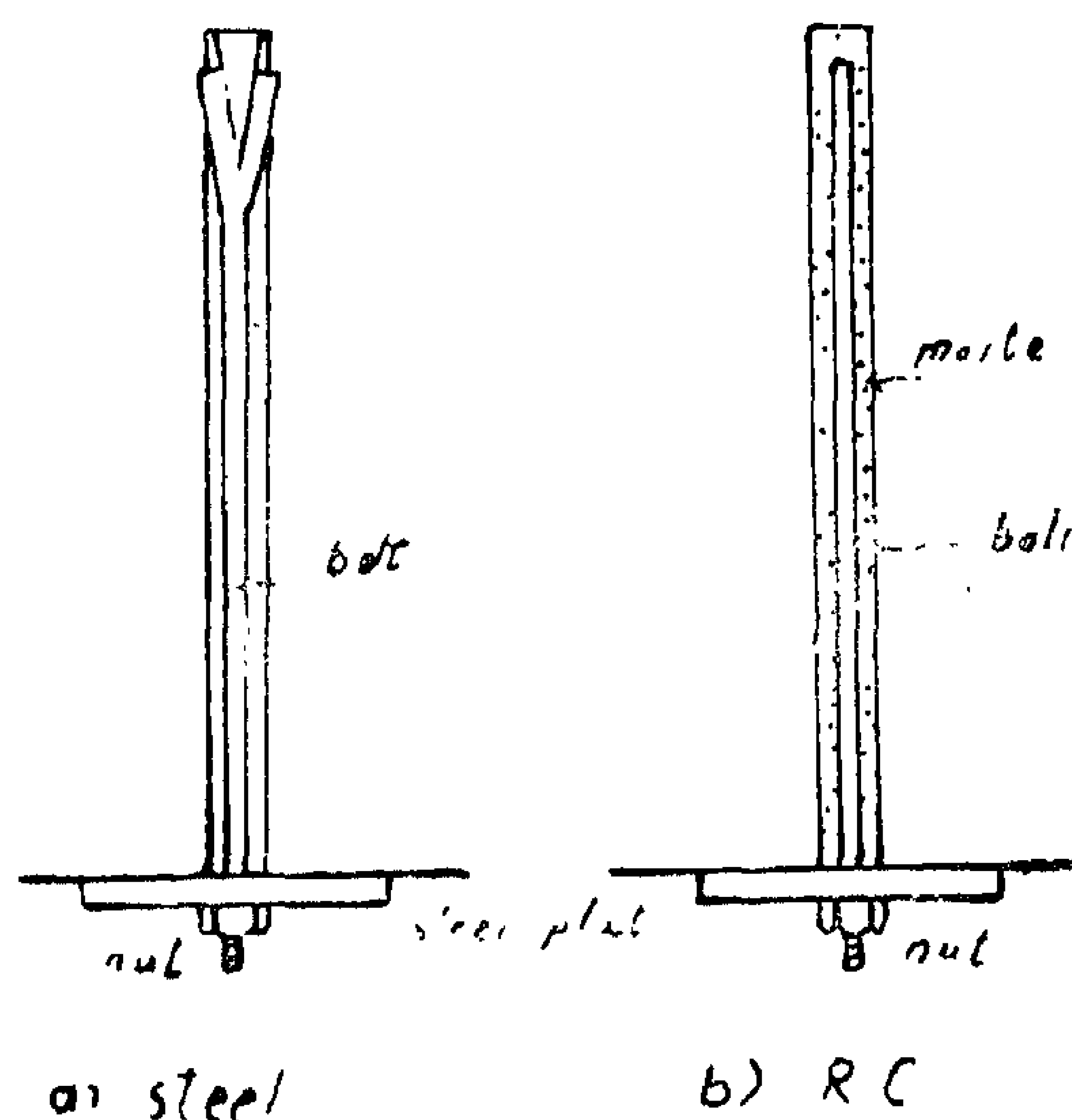


Fig. 2

Statical system and loads for roof beam

By using roof bolts in the roof of underground constructions (fig. 3), rock formations are considered as a beam, with depth equal to the effective length of the bolts, which tied the different layers of the roof together.

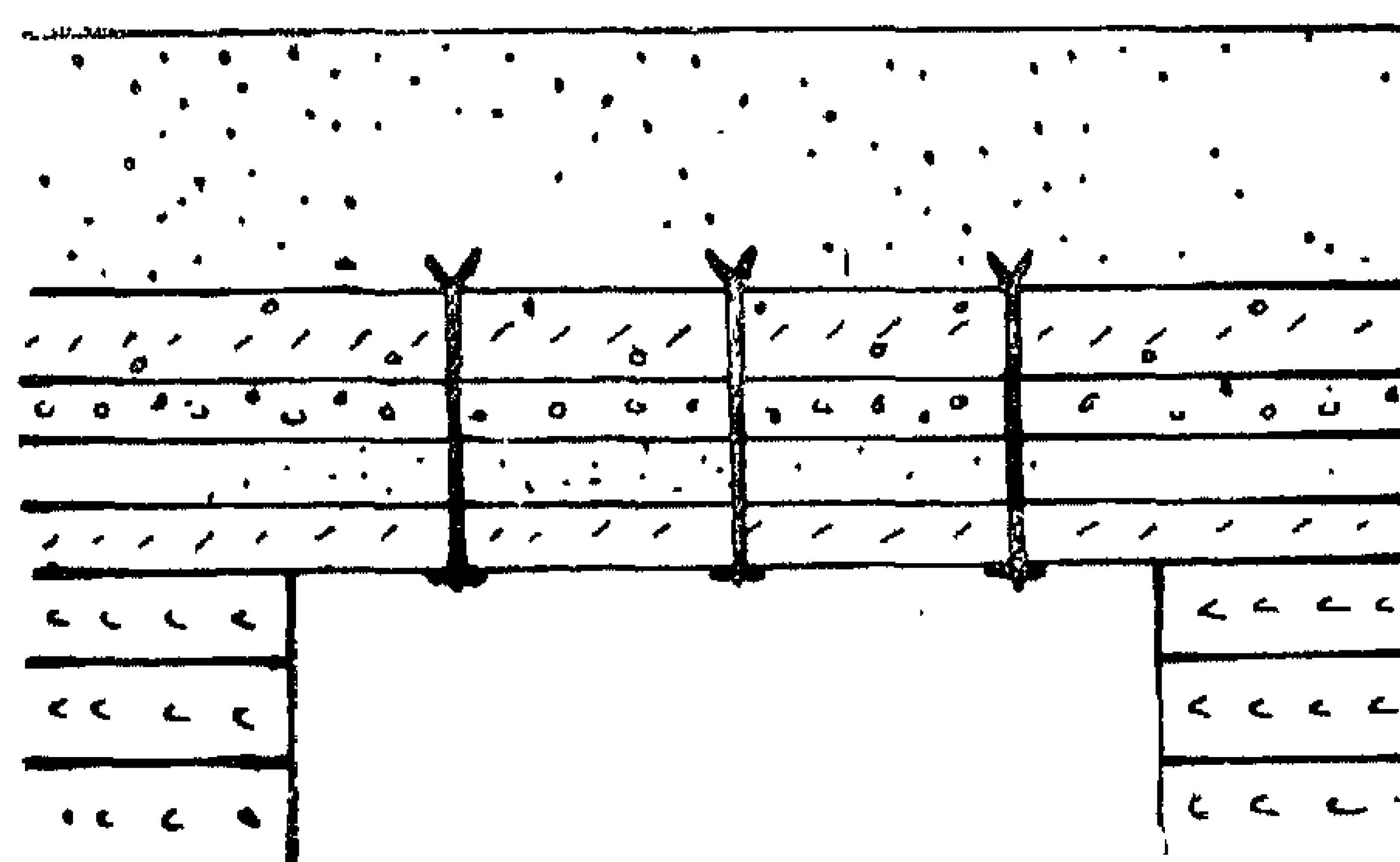


Fig. 3

method is mainly based on the principles of applied mechanics and depends on the properties of the surrounding rocks.

Koznetsov N.G.[3] while studying the stress-strain formula for rock masses had found that this relation is a linear one till certain limit, usually 10-15% the maximum compressive strength. Over such a limit the relation is nonlinear one.

Shreinar L.A.[5] claimed that Young's modulus remains constant for different stresses. In case of a beam of rock subjected to bending stresses Young's modulus on the compression side is not the same as that on the tension side.

These studies and others, prove that the linear relationship between stresses and strain is an acceptable approximation.

THE ACTION OF ROOF LAYERS COMBINED TOGETHER WITH ROOF BOLTS

Effect of combination of rock layers :

In order to simplify the analysis of this action, two cases will be considered, first case (fig. 1, a) when the frictional stresses between the layers can be neglected, second case (fig. 1, b) when the frictional stresses are effective and should be taken into consideration.

To study the effect of bending moment in these two cases, assume that first system (a) consists of several beams of the same materials with hight h and breadth b. While for second system (b) these group of beams are acting as one beam with hight equal to nh and breadth b.

where

n = the number of layers

Under the effect of vertical load P on first system, all beams will suffer equal deflection, but each one will act independently While for the same loading and span, acting on system (b) the value of the deflection will be smaller than of system (a).

The section modulus for system (a) is,

$$Z_1 = n \frac{bh^2}{6}$$

and for system (b) is,

$$Z_2 = \frac{b\,(nh)^2}{6} = n^2 \frac{bh^2}{6}$$

The relationship between Z_1 and Z_2 is aqual to the relation between moment of first system and for second one. It explains that the moment of resistance for first system and for second one. It explains that the moment of resistance in system (b) is greater n times than that in system (a). Also it shows the valuable influence of friction which exist between the layers.

The force of cohesion between the layers after development the underground construction is uneffected, i.e. the layers of rocks will deflect and act as in system (a) under the effect of vertical loads (own weight of layers

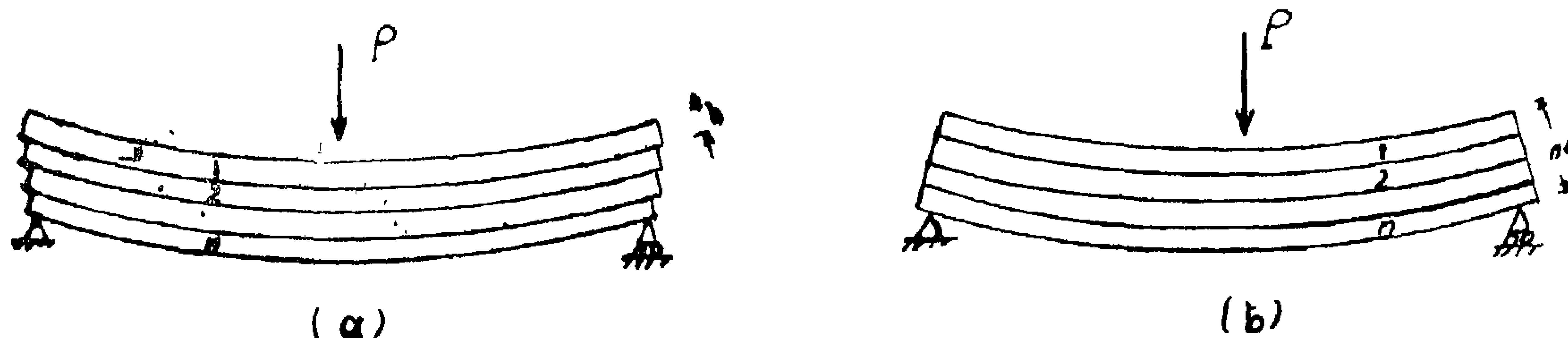


Fig. 1

INVESTIGATION OF BOLTS CALCULATION FOR UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

By

Dr. Eng. HASSAN MAHMOUD EMAM

SYNOPSIS

This paper studies the possibilities of using roof bolts to support the underground constructions.

The internal normal and shear stresses in the rock beam, of different layers, had been analysed. The theories of applied mechanics for elastic materials has been used. Roof bolts have been calculated as a function of the shear stresses between the different layers.

In case of weak on heavily cracked formations, roof bolts have been calculated to hang the broken masses into the rigid mother formation.

INTRODUCTION

Roof bolts had been used in mines in 1912, but it did not fined any interest. In 1947, the using of roof bolts as support had found a big field of application in U.S.A. and CANADA. It had been used in underground construction and for mining purposes. At 1954, roof bolts had been used in about 700 American mines, there were about 100 mines which had been supported, only, by roof bolt method.

In the last ten years, this kind of support found a big interest in U.S.S.R. as well as in the west. In 1962 roof bolts had been used as permanent supports in the roof of the tunnels at HIGH ASWAN DAM, U.A.R.

The materials used in roof bolts are steel, reinforced concrete or timber. Steel is the most common one. Roof bolts are to be constructed by the help of boreholes, which must be done first in the roof, then the bolts are to be anchore in the holes and tied the layers of the rock together.

The method of calculation roof bolt supports for tunnels, mines and underground purposes is not well developed.

Loads at the structure can be calculated by one of the several theories of rock pressure. Method of calculation roof bolt supports will be the same for all theoties of rock pressure.

The main items in calculating roof bolts are the diameter, length of the bolts, and the distance between them. In order to solve this problem, the physico-mechanical character of the rock masses surrounding the excavation and the value of their pressure should be evaluated.

Rock pressure can be calculated by one of the different theories such as Arch Action Theoty, theory of elasticity, theory of plasticity applied mechanic theories, ... ect. In this investigation, the author have not discussed the several theories of rock pressure, in evaluating the pressure values were assumed. The calculation of roof bolt supports in different roof condition have been emphacised.

Semevskee V.N.[4] introduced one of the most effective methods to design roof bolts supports for underground constructions. This

$$n.\ \Omega_m = 0.5 \frac{b}{a} \sqrt{\frac{K}{m}} \qquad \text{(I.5a)}$$

$$n.\ \Omega_m = 0.5 \ (2 \sqrt{\frac{K}{m}}) \qquad \text{(I.6b)}$$

$$G_{\omega m} = n\ (0.5)\ 2\ R \sqrt{\frac{m}{K}} \qquad \text{(I.6a)}$$

$$G_{\omega m} = n\ (0.5) \frac{R\ b}{a} \sqrt{\frac{m}{K}} \qquad \text{(I.6b)}$$

Dividing eqn. 5 by 4 given the required gear ratio as :

$$n = \frac{0.5}{\omega_n^*} \cdot \frac{\omega_n}{\Omega_m} \qquad \text{(1.7)}$$

Substituting for n in eqn. 5, $\frac{K}{m}$ can be obtained.

Once more substitution of $\frac{K}{m}$ in eqn. 6, defines the value of R.

6) "b" can be chosen as (0.5 R-0.8 R) "a" can also be defined from the assumed $\frac{b}{a}$.

7) From Fig. (4), determine the values of the spring settings corresponding to the maximum and minimum speeds (noting that $\Omega_m^* = 0.5$ and $G^*_{\omega m} = 0.05$). The figure gives the values of Y', from which (Y) is determined by the relation :

$$Y = (\frac{b}{a}\ .\ R.)\ Y' \qquad \text{(1.8a)}$$

$$Y = (2\ R)\ Y^* \qquad \text{(I.8b)}$$

APPENDIX (II)

REFERENCES

1) WELBOURN, D. B., ROBERTS D. K., and FULLER, R.A. : "Governing of Compression-Ignition Oil Engines", Proc. I. Mech. E., Vol. 173, 1959, pp. 576-604.

2) PARNABY, J., "Dynamic and Steady-State Characteristics of Centrifugal speed Governors."
THE ENGINEER, Nov. 27, 1964, pp. 677-881.

3) WELBOURN, D.B., *"Essentials of Control Theory"*, ARNOLD, 1963, pp. 121-122 and pp. 126-172.

4) THALER & PASTEL, *"Analysis and Design of Non-Linear Feedback Control Systems"*, McGraw — Hill, 1962, pp. 25-28.

5) NECHLEBA, M., *"Theory of Indirect Speed Control"* Wiley, 1964, pp. 52.

APPENDIX (1)

SELECTION OF DESIGN PARAMETERS

The procedure, outlined here, assumes that the following informations are available.

- Maximum and minimum working speeds ($\Omega_{max.}$ & Ω_{min}).
- A mean value of the desired static speed gain ($G\omega_m$), or alternatively the total sleeve travel "$\triangle L$" for the given speed range, in which case "$G\omega_m$" is taken approximately as : $\dfrac{\triangle L}{\Omega_{amx.} - \Omega_{min.}}$
- The mass (M) of the parts actuated by the centrifugal arrangement.

The Procedure :

1) Select a suitable value for the bobweight lever ratio $\dfrac{b}{a}$.

- For the type with the co-axial spring take $\dfrac{b}{a}$ within the range 0.75-1.5.
- For the type gith the radial spring, take $\dfrac{b}{a}$ within the range 1.25-2.00.

2) Determine $\dfrac{K}{m}$ and R from the following relations :

$$\Omega_m = \frac{\Omega_{max.} + \Omega_{min.}}{2} = 0.5 \sqrt{\frac{K}{m}} \cdot \frac{b}{a} \qquad (1.1a)$$

$$= 0.5 \; (2 \sqrt{\frac{K}{m}}) \qquad (1.1b)$$

(Ω_m : mean rotational speed)

and

$$G\omega_m = (0.05) \; 2 \; R \sqrt{\frac{K}{m}} \qquad (I.2a)$$

$$G\omega_m = (0.05) \frac{R \; b}{a} \sqrt{\frac{K}{m}} \qquad (I.2b)$$

Eqns. 1, 2 gives R as :

$$R = \frac{\Omega_m \; . \; G\omega_m}{0.05 \; b/a} \qquad (I.3)$$

Substituting the resulting value of R in either eqns. 1 or 2 , $\dfrac{K}{m}$ can be determined.

3) Select a suitable value of $\dfrac{M}{m}$ within 0.25-1.00

Given M, m can be defined. Consequently, K can also be defined.

4) Determine the natural frequency using the following relations :

$$\omega_n = \omega_n^* \; . \; \frac{b}{a} \sqrt{\frac{K}{m}} \qquad (I.4a)$$

$$\omega_n = \omega_n^* \; . \; (2 \sqrt{\frac{K}{m}}) \qquad (I.4b)$$

The values of ω_n^* can be read off fig (6).

5) If the magnitude of the natural frequency, thus obtained differs slightly from that required, it can be adjusted by selecting another value of $\dfrac{b}{a}$ or $\dfrac{M}{m}$.

If however, it is too low, the centrifugal speed-sensing arrangement ought to be driven through a gear train of ratio "n" Eqns. 1,2 now change to :

$$\zeta^* = \zeta \Big/ \left[\frac{\lambda}{4}\left(\frac{b}{a}\right)^2 \frac{1}{\sqrt{mK}}\right] = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{M}{m}\cdot\frac{b^2}{a^2}}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 - \Omega^{*2}}} \qquad (20.b)$$

The variation, of ζ^* with Ω^*, for constant values of $\frac{M}{m} \cdot \frac{b^2}{a^2}$ is shown in Fig. (7).

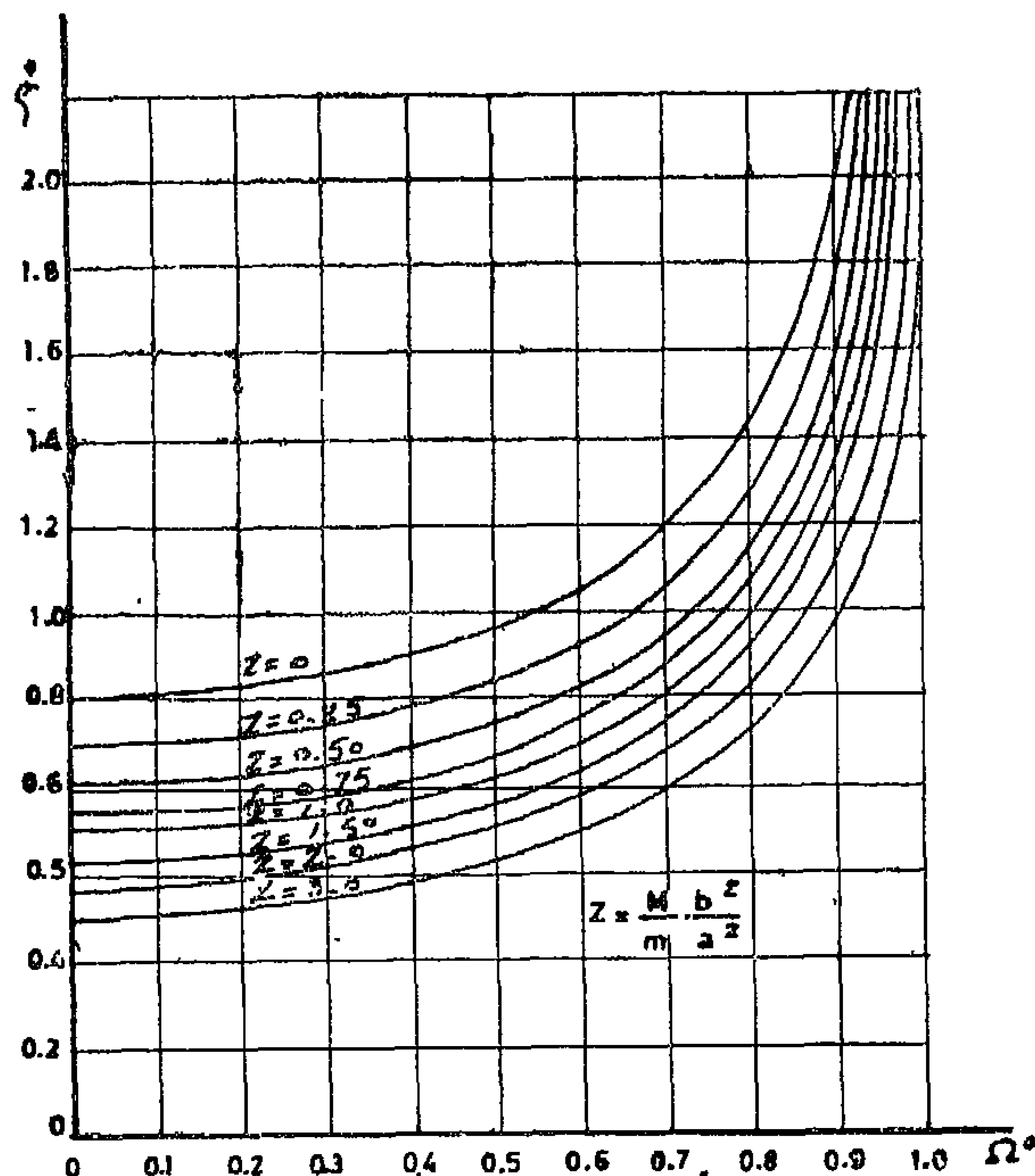


FIG. 7 - D/MPING RATIO AGAINST THE ROTATIONAL SPEED.

Eqns. 20 indicate that high values of Ω_{ast}. lead to low values of ζ, while ζ increases with increase of speed.

5. *Conclusions :*

The analysis indicates that the co-axial spring arrangement gives higher sensitivity to speer changes than the radial spring arrangement for $\frac{a}{b} > \frac{1}{2}$ (Eqns. 6 and 8) — a condition that is generally satisfied in practice. We must not neglect the practical advantages of the radial spring type from the point of view of reducing pivot friction and eliminating non-axial spring loading.

The analysis seems to indicate also that the practical range of angular deflection of the flyweight arm (Θ) must not be defined independently of the ratio $\frac{R}{a}$ (+) (from geometry

$$\left(X^* = \frac{X}{b} \cdot \frac{a}{R} = \frac{\sin\Theta}{R/a}\right)$$

The dynamic analysis shows that running the governor at high speed results in higher natural frequency (since this will permit the use of higher Ω_{ast}.). However it should be pointed out here that for the centrifugal speed arrangement with co-axial spring, higher speeds lead to large pivot friction. If the spring is mounted radially, this trouble does not exist, but another serious difficulty arises at high speed. This is due to the inevitable lack of symmetry of the spring which exists in a strong centrifugal field. In fact, this adverse effect seems to set a limit to the speed of rotation for which the radial spring arrangement can be used.

For the radial spring arrangement, and while selecting values for K and m to give a desired value of the parameter $\frac{K}{m}$, it seems preferrable to choose the heavier mass and the stiffer spring rather than the reverse. This results in a lower damping ratio without affecting seriously the friction involved within the flyarm pivots.

It should be noted, in conclusion, that higher static quality calls for low $\frac{K}{m}$. Dynamically, however, this is undesirable since it results in lower natural frequency. In appendix (I), a procedure is suggested for selecting design parameters to overome this contradiction

(*) This fact is supported by measurements on a real governor as given in Ref. (1) pp. (600).

(+) In Ref. (2), this range was defined to be within 0-30°.

The Natural Frequency :

The natural equation can be derived from the characteristic equation, and expressed non-dimensionally as :

$$\omega_n^* = \omega_n / \Omega_{nst.} = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{1-(X/b)^2} + \frac{M}{m}\frac{b^2}{a^2}}} \cdot \sqrt{1 - \Omega^{*2}} \qquad (17)$$

Eqn. 17 can be approximated with sufficient accuracy for the values $-0.2 < X/b < 0.2$ by (*) :

$$\omega_n^* = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{M}{m} \cdot \frac{b^2}{a^2}}} \sqrt{1 - \Omega^{*2}} \qquad (18)$$

The elliptic relation expressed by eqn. 19 is represented graphically in Fig. (6).

From eqn. 19 and Fig. (6), the following remarks can be obtained :

— For small values of $\frac{X}{b}$, the natural frequency is almost independent of the spring setting.

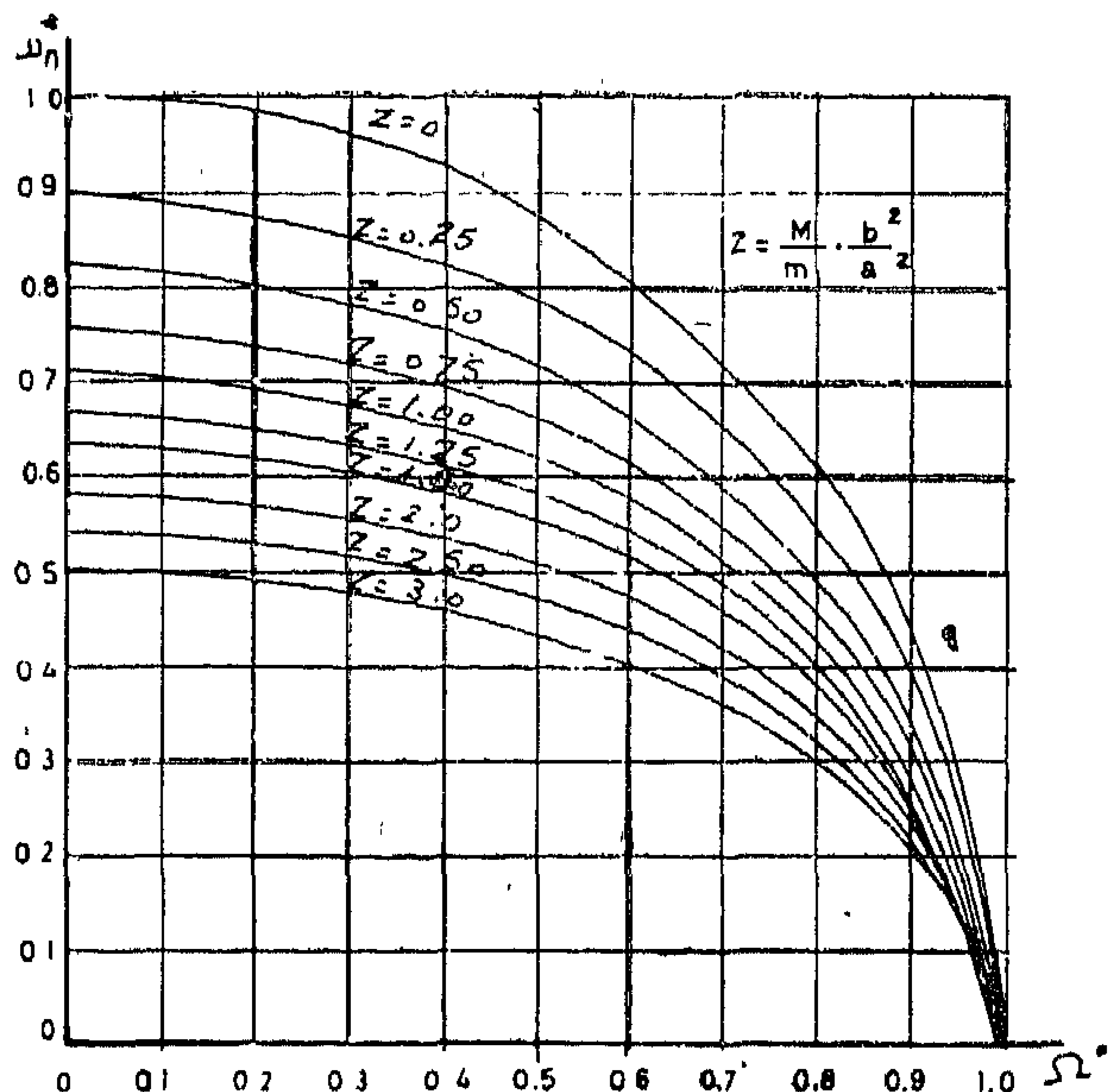


Fig. 6 - VARIATION OF NATURAL FREQUENCY WITH ROTATIONAL SPEED.

— Increase in the speed of astaticism results in higher natural frequency. This leads, on the other hand to lower static speed gain.

— The natural frequency decreases as increases(+).

Fig. (6) shows also that the variation of ω_n with speed is more pronounced for small $\frac{M}{m}$. This may explain the noticeable variation in the dynamic behaviour of the governor with hydraulic relay (low M) as the speed increases Ref. (1) pp. 600.

Damping Ratio :

Eqn. 4, yields the damping ration as ;

$$\zeta = \frac{b^2\lambda}{2\sqrt{\frac{ma^2}{1-(X/b)^2} + Mb^2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{b^2 K - ma^2 \Omega^2}} \qquad (19.a)$$

$$\zeta = \frac{b^2\lambda}{2\sqrt{\frac{ma^2}{1-(X/b)^2} + Mb^2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{4a^2 K - ma^2 \Omega^2}} \qquad (19.b)$$

These equation can be approximated for small values of $\frac{X}{b}$ and expressed non-dimensionally as :

$$\zeta^* = \zeta / \left(\frac{\lambda}{2} \cdot \frac{b}{a} \frac{1}{\sqrt{mK}}\right) = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{M}{m} \cdot \frac{b^2}{a^2}}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 - \Omega^{2*}}} \qquad (20.a)$$

(*) Values of $\frac{X}{b}$ are practically within this range.

(+) Pernaby, Ref. (2), obtained a similar curve in a dimensional form.

$$F^* = F \; / \; (\frac{mR^3}{2G\omega^2} \cdot \frac{b^2}{a^2}) = \frac{\delta^{*3}}{2} + \delta^{*2} \; (1 - \frac{Y^*}{2}) \qquad (16.b)$$

The above relations are plotted in Fig. (5a,b).

A spring with continually increasing rate could be realized if the pitch spacing between the coils is varied. The main objection here, is that the free length may be excessive, especially when higher static gains are required. Furthermore, troubles caused by static friction increase at low spring stiffnesses. If a radial space is available, a conical spring may offer another solution.

The desired spring characteristics can be be approximlted with sufficient accuracy, by three linear springs with stops so that they come into operation successively.

4. *Dynamic Characteristics :*

It is rather difficult, if not unacceptable, to specify common dynamic requirents for centrifugal speed-sensing devices, alone. This has to be related to the whole control loop in which they are incorporated. Considered, however, merely as measuring elements, centrifugal speed sensing devices demand the following main dynamic requirements :

— Least duration of the transient response.

— High ability to reproduce the shape of input signal.

— Minimum overshoot.

— Minimum steady-state error.

In general the above requirements call for the highest possible, natural frequency and moderate damping(+).

With these requirements in mind, we proceed to consider the variation of the two characteristic quantities of the linear second order systems (natural frequency and damping ratio) for the linearised model of the centrifugal spring-loaded speed sensing device whose static properties were considered previously.

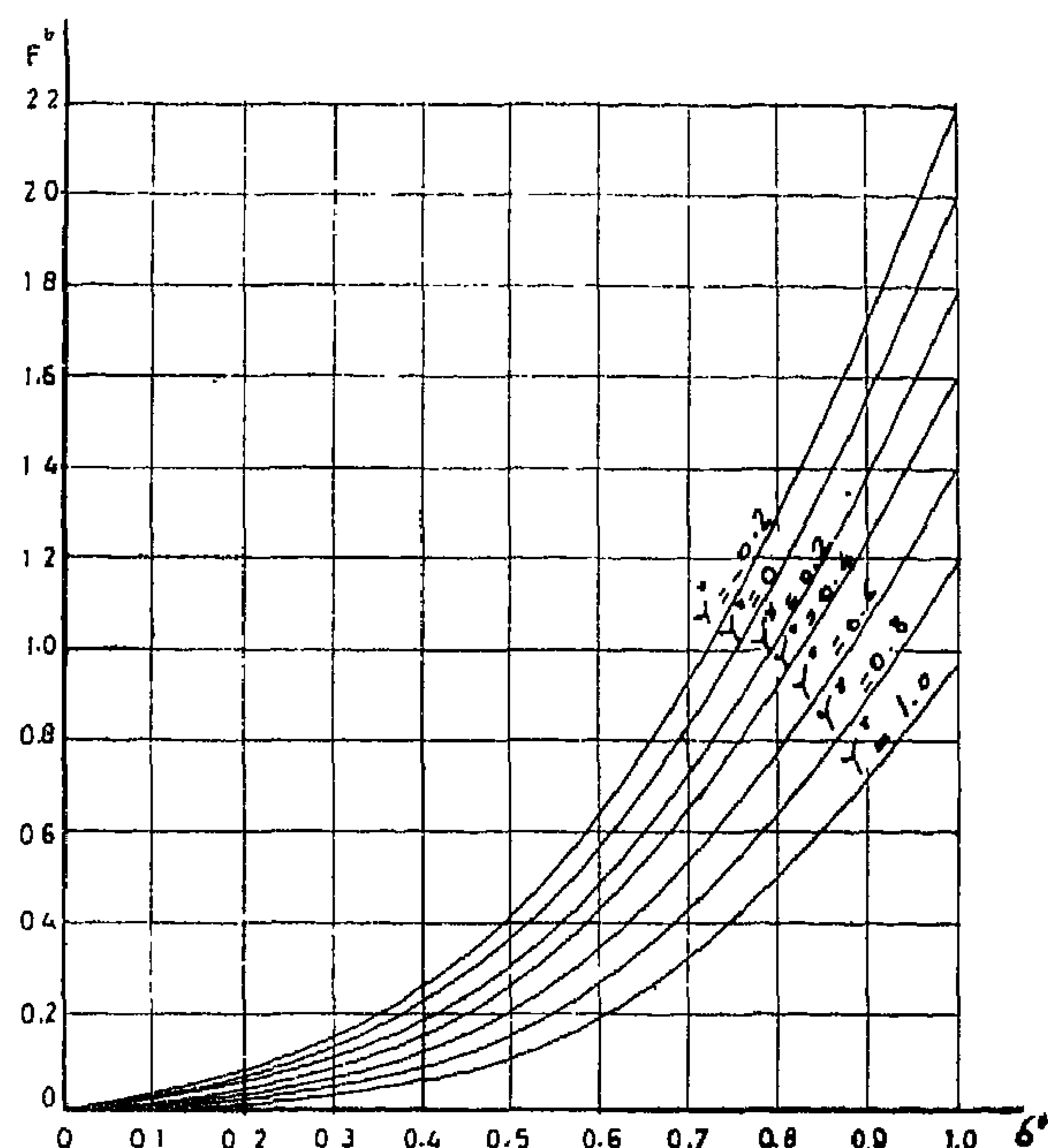


FIG 5a GRAPHICAL REPRESENTATION OF THE NON-DIMENSIONAL RELATION $F^* = \delta^{*3} + (1 - Y)\delta^{*2}$

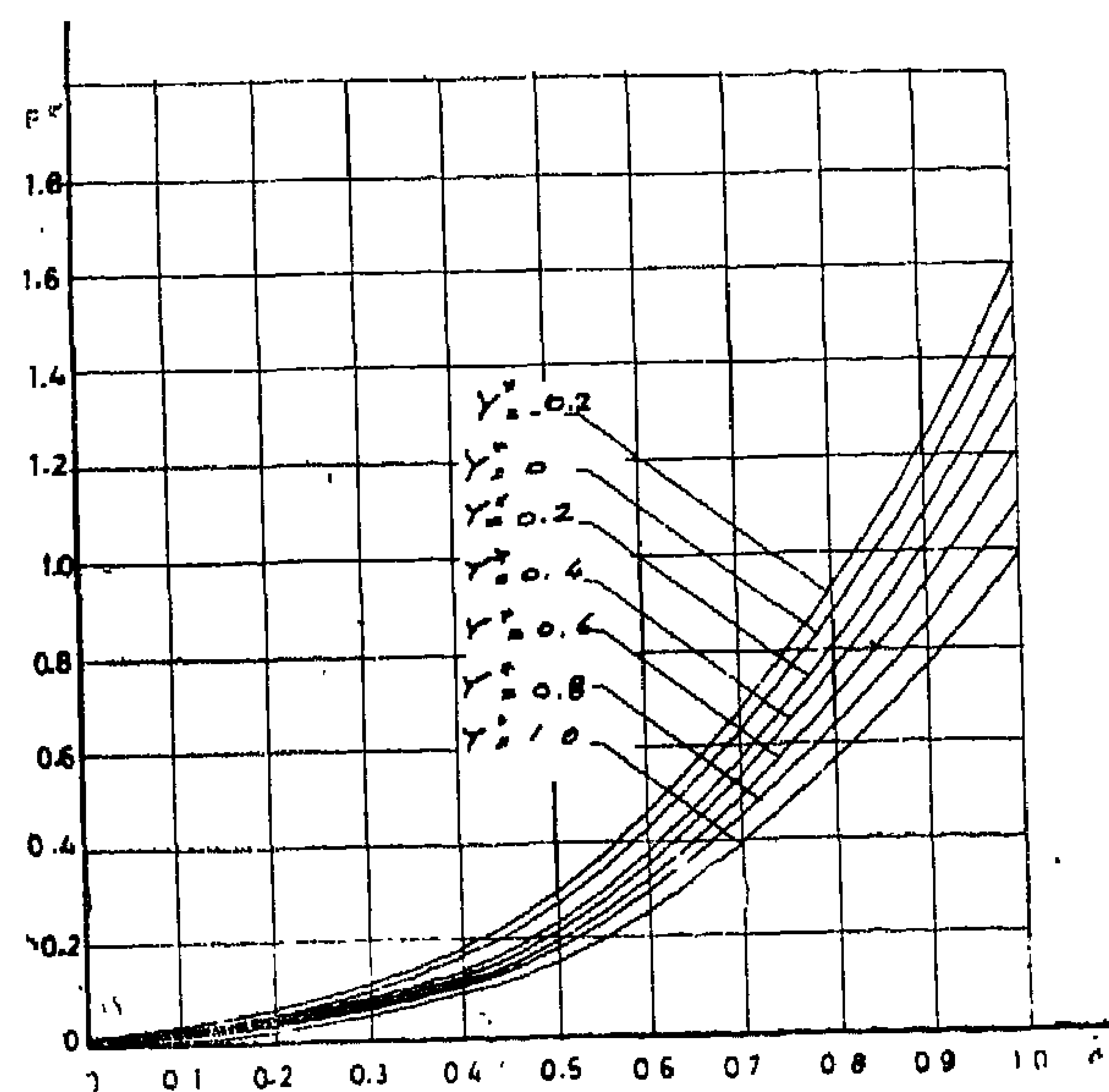


FIG 5b GRAPHICAL REPRESENTATION OF THE NON-DIMENSIONAL RELATION $F^* = \delta^{*3} + (1 - \frac{Y^*}{2})\,\delta^{*2}$

(+) This statement is justified both analytically and experimentally, see Ref. (5) pp. 53-54 and Ref. (1) pp. 576-604.

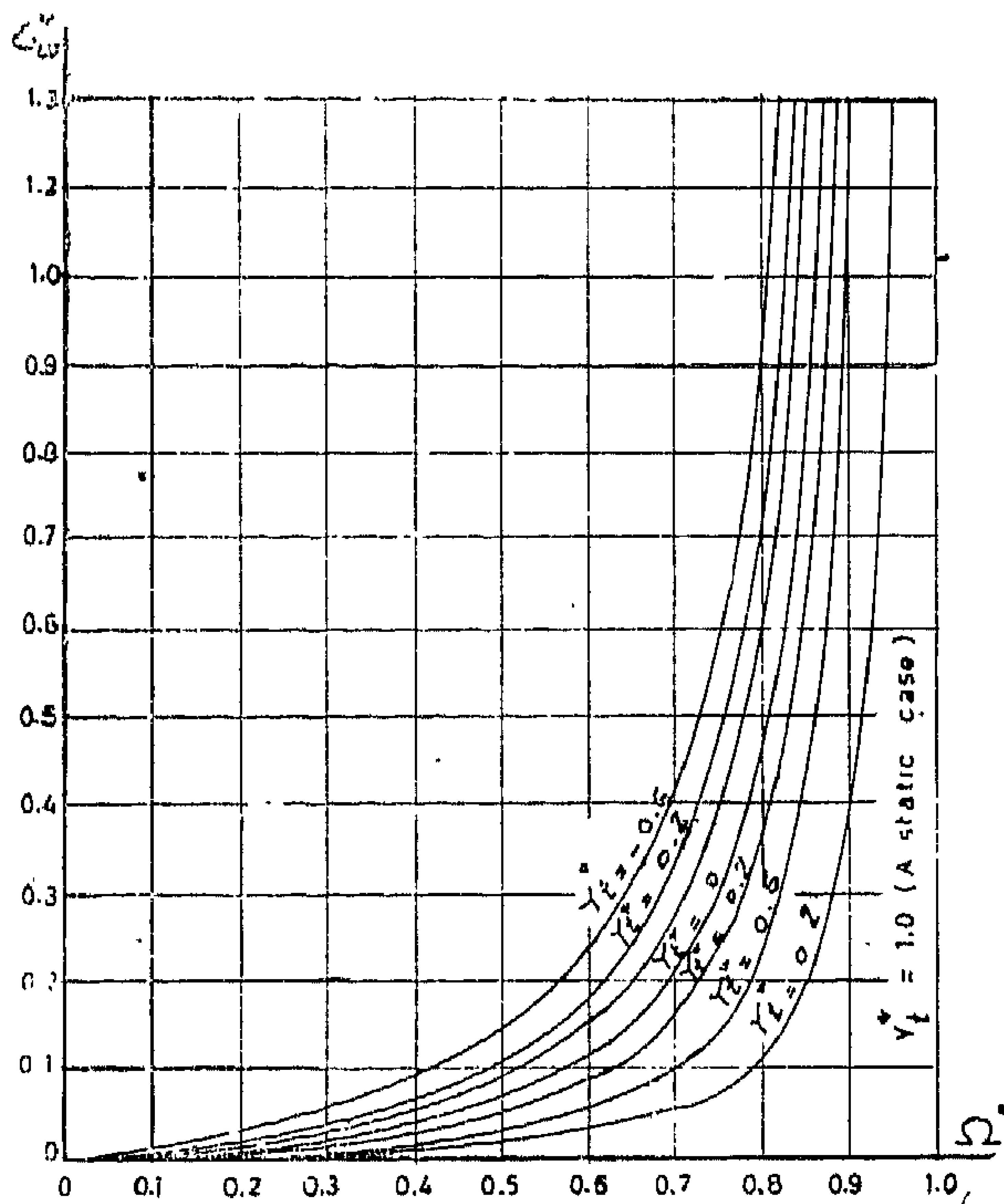


FIG. 3 GRAPHICAL REPRESENTATION OF THE NON-DIMENSIONAL RELATION

$$G_\omega^* = \frac{\Omega^*(1-Y_t^*)}{(1-\Omega^{*2})^2}$$

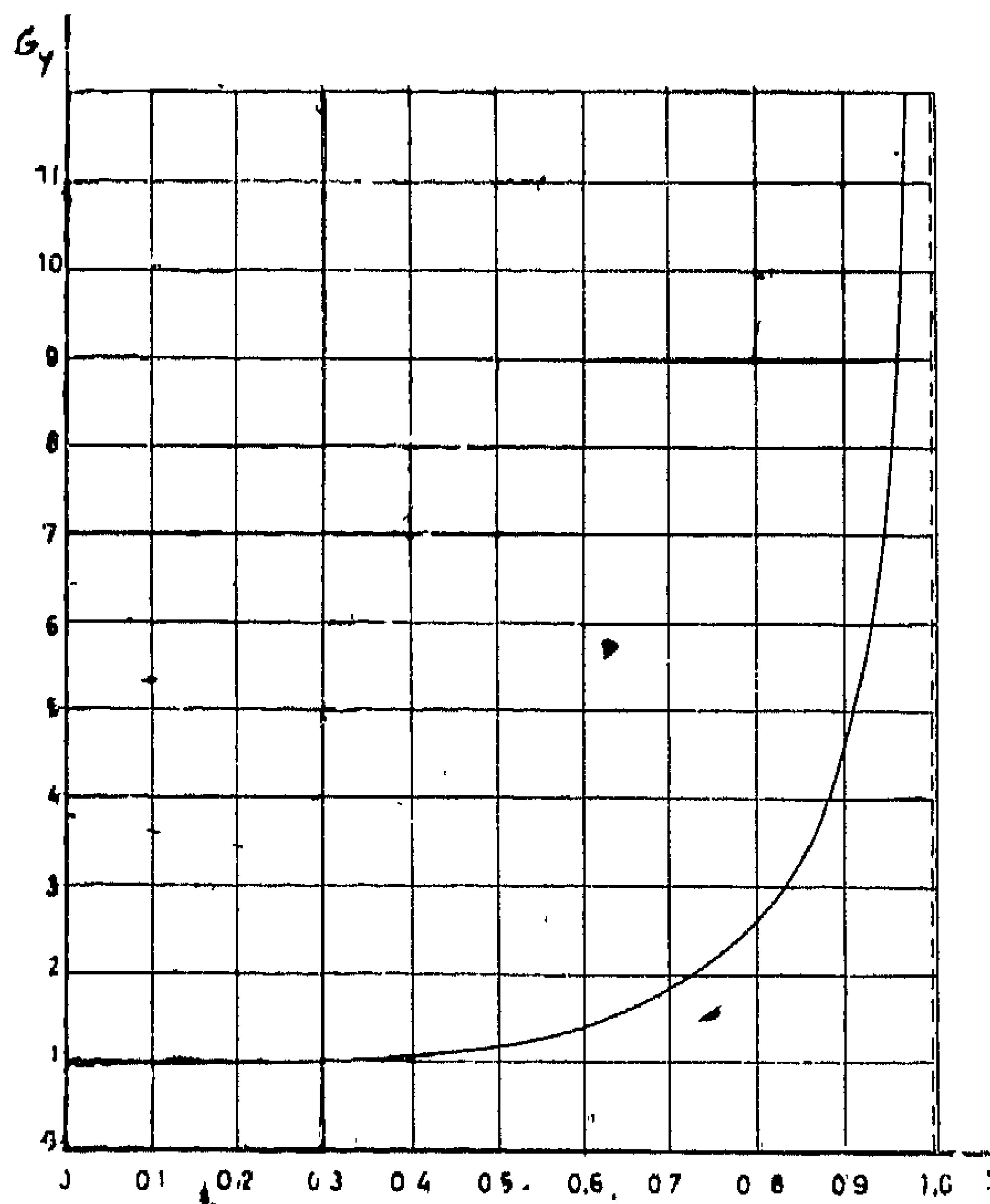


FIG. 4 GRAPHICAL REPRESENTATION OF THE NON-DIMENSIONAL RELATION

$$G_Y = \frac{-1}{1-\Omega^{*2}}$$

Centrifigal speed-sensing devices of constant static speed gain have a linear speed-position relation as follows :

$$X = G_\omega \cdot \Omega - Y \qquad (10.a)$$

$$X = G_\omega \cdot \Omega - \frac{b}{a} \cdot \frac{Y}{2} \qquad (10.b)$$

or,

$$\delta = G_\omega \cdot \Omega \qquad (11.a)$$

$$\frac{b}{a} \cdot \frac{\delta}{2} = G_\omega \cdot \Omega \qquad (11.b)$$

Assume, now, that the spring characteristics that give a constant speed gain for the whole speed range can be expressed as :

$$F = K \cdot \delta \qquad (12)$$

Where K is a variable spring rate [$= f(\delta)$]

Equilibrium of the bob-weight system gives :

$$m\, \Omega^2 \,(R + \frac{a}{b} X)\, a = K.\delta.b. \qquad (13.a)$$

$$\frac{m}{2} \Omega^2 \,(R + \frac{a}{b} X) = K.\, \delta \qquad (13.b)$$

Eqn. 13 can be re-written as :

$$\Omega^2 \Big/ \frac{K}{m} \cdot \frac{b^2}{a^2} = \frac{\delta^*}{1 + \delta^* - Y^*} \qquad (14.a)$$

$$\Omega^2 \Big/ 4. \frac{K}{m} = \frac{\frac{\delta^*}{2}}{1 + \frac{\delta^*}{2} - \frac{Y^*}{2}} \qquad (14.b)$$

Eqns. (11) and (14) yield K as functions of δ as :

$$K = (m\, R^2 / G^2\omega)\ [\ \delta^* \ (1 + \delta^* - \gamma^*)\ ] \qquad (15.a)$$

$$K = (\frac{b^2}{2\, a^2} \cdot \frac{mR^2}{G^2\omega})\ [\ \delta^* \ (1 + \frac{\delta^*}{2} - \frac{\gamma^*}{2})\ ] \qquad (15.b)$$

Eqns. (12) and (15) give the required spring force-deflection relation non-dimensionally as :

$$F^* = F \Big/ (\frac{mR^3}{G^2\omega} \cdot \frac{b}{a}) = \delta^{*3} + \delta^* \ (1 - Y^*) \qquad (16.a)$$

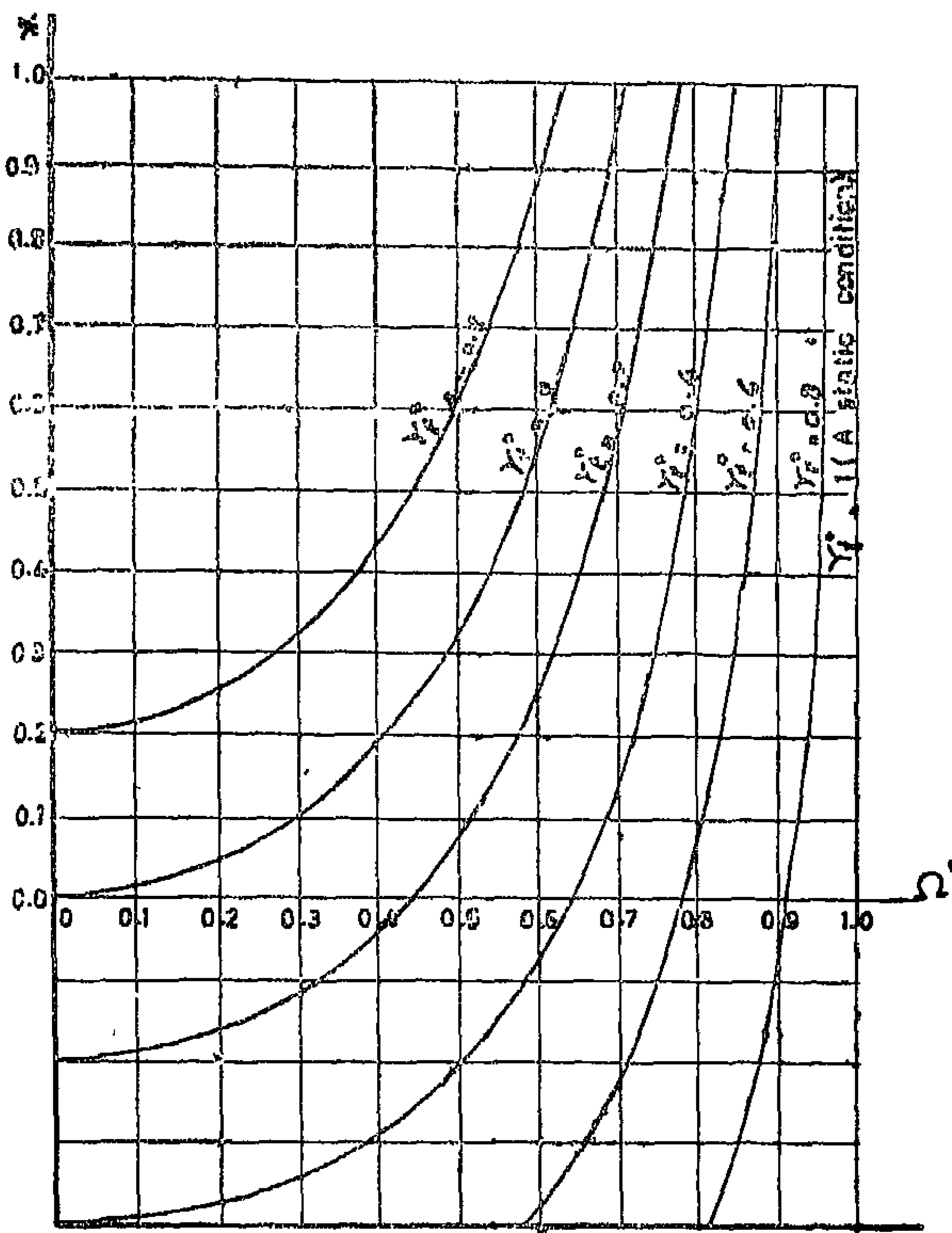


FIG. 2 — GRAPHICAL REPRESENTATION OF THE NON-DIMENSIONAL SPEED POSITION.

Relation: $X^* = \dfrac{\Omega^{*2} - Y_t^*}{1 - \Omega^{*2}}$

Referring to eqns. 4, the static "speed" gain (G_ω) for a change in the input rotational speed is given by :

$$G_\omega = \frac{x}{\omega} = \frac{2\, ma\, b\, (R + \frac{a}{b} X)\, \Omega}{b^2 K - ma^2 \Omega^2} \qquad (7.a)$$

$$G_\omega = \frac{x}{\omega} = \frac{2\, ma\, b\, (R + \frac{a}{b} X)\, \Omega}{4a^2 K - ma^2 \Omega^2} \qquad (7.b)$$

Substituting for (X) from eqn. 3 and putting the above equations in non-dimensional form, we have :

$$G^*_\omega = G_\omega \,/\, 2R\sqrt{\frac{m}{K}} = (1 - Y_t^*) \frac{\Omega^*}{(1 - \Omega^{*2})^2} \qquad (8.a)$$

$$G'_\omega = G_\omega \,/\, \frac{R.b}{a}\sqrt{\frac{m}{K}} = (1 - Y_t^*). \frac{\Omega^*}{(1 - \Omega^{*2})^2} \qquad (8.b)$$

The variation of static speed gain with rotational speed at constant spring setting is shown in Fig. 3.

This reveals one of the main limitations within which the designer has to work. The speed gain is very low at low speeds and rises sharply for speeds higher than 60-80% of the isochronous speed. This imposes a definite limit on the useful range within which the system given values of the speed gain that are neither too low nor too high.

The static "speed-setting" (or spring setting) gain (G_y) for a change in the spring setting(+) is derived from eqn. (4a) in a similar manner as :

$$G_y = \frac{x}{y} = -\frac{1}{1 - \Omega^{*2}} \qquad (9.a)$$

Unlike the speed gain, the "spring setting" gain is independent of the intial spring setting and depends only on the rotational speed. It increases with increase of speed (Fig. 4).

3. *Centrifugal Speed-Sensing Devices With Variable-Rate Spring :*

It was shown above that the static behaviour of a centrifugal speed-sensing device with a linear spring varies with speed. To compensate for the influence of speed upon the static "speed" gain, a variable rate spring might be used.

We shall seek now the spring characteristics that would give constant staic speed gain for the two centrifugal arrangements : with co-axial spring and with radial spring.

(+) For axial spring type only.

$$(Y + y + 2\frac{a}{b}X + 2\frac{a}{b}x) + Mg_o b^2$$

$$= m\,a\,b\,(R + \frac{a}{b}X + \frac{a}{b}x)(\Omega + \omega)^2 \qquad (2.b)$$

The steady-state position is that for which the perturbations (y, ω and x), as well as their time derivatives, vanish. The system then assumes the sleeve position (X) given by :

$$Kb\,(Y_t + X) = ma\,(R + \frac{a}{b}X)\,\Omega^2 \qquad (3.a)$$

$$2\,Ka\,(Y_t + 2\frac{a}{b}X) = ma\,(R + \frac{a}{b}X)\,\Omega^2$$

Where :

$Y_t = Y + Y_s$ for co-axial spring

$Y_t = Y + \frac{b}{a}\,.\,Y_s$ for radial spring

Introducing eqn. 3 in eqn. 2, we obtain the following expressions for the perturbation in the output (x) due to the input perutrbations (ω) and (y) :

$$x = \left\{\frac{2\,ma\,b\,(R + \frac{a}{b}\,.\,X)\,\Omega}{AD^2 + BD + (b^2K - ma^2\Omega^2)}\right\}\omega - \left\{\frac{b^2K}{AD^2 + BD + (b^2K - ma^2\Omega^2)}\right\}y \qquad (4.a)$$

$$x = \left\{\frac{2\,ma\,b\,(R + \frac{a}{b}\,.\,X)\,\Omega}{AD^2 + BD + (4a^2K - ma^2\Omega^2)}\right\}\omega - \left\{\frac{b^2K}{AD^2 + BD + (4a^2K - ma^2\Omega^2)}\right\}y \qquad (4.b)$$

Where :

$$A = \frac{ma^2}{1 - (\frac{X}{b})^2} + Mb^2$$

$$B = \lambda\,b^2$$

The characteristic equation specifying the transient response of the linearised system is of the second order. The system becomes an integerator i.e. "astatic" when the free term in the characteristic equation vanishes, or when :

$$\Omega_{ast.} = \frac{b}{a}\sqrt{\frac{K}{m}} \qquad (5.a)$$

$$\Omega_{ast.} = 2\sqrt{\frac{K}{m}} \qquad (5.b)$$

Introducing this in eqn. 3, shows that this occurrs when :

$Y_{t\,(ast.)} = \frac{b}{a}\,.\,R$ for co-axial spring type.

$Y_{t\,(ast.)} = 2\,R$ for radial spring type.

With the above condition satisfied, the output (X) could assume any value for the constant input rotational speed.

2. *Steady-State Characteristics :*
X-Ω relation :

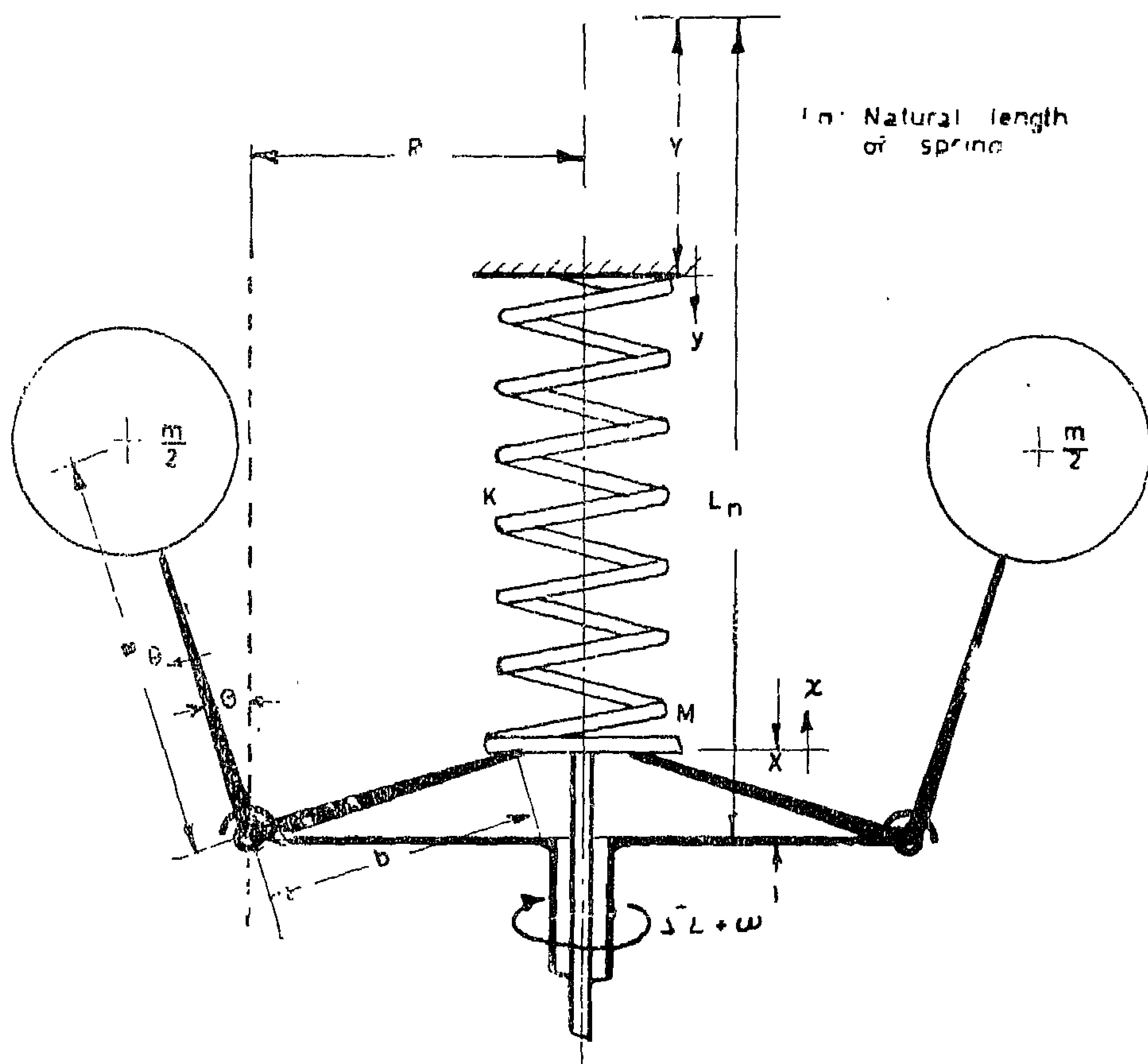
We now introduce the non-dimensional quatities Y_t^*, Ω^* and X^*, the first two are based on the input values at the astatic condition, while X^* is referred $\frac{b}{a}$ R. We re-write eqns. (3a, b) in a single non-dimensional expression as :

$$x^* = \frac{\Omega^{*2} - Y_t^*}{1 - \Omega^{*2}} \qquad (6)$$

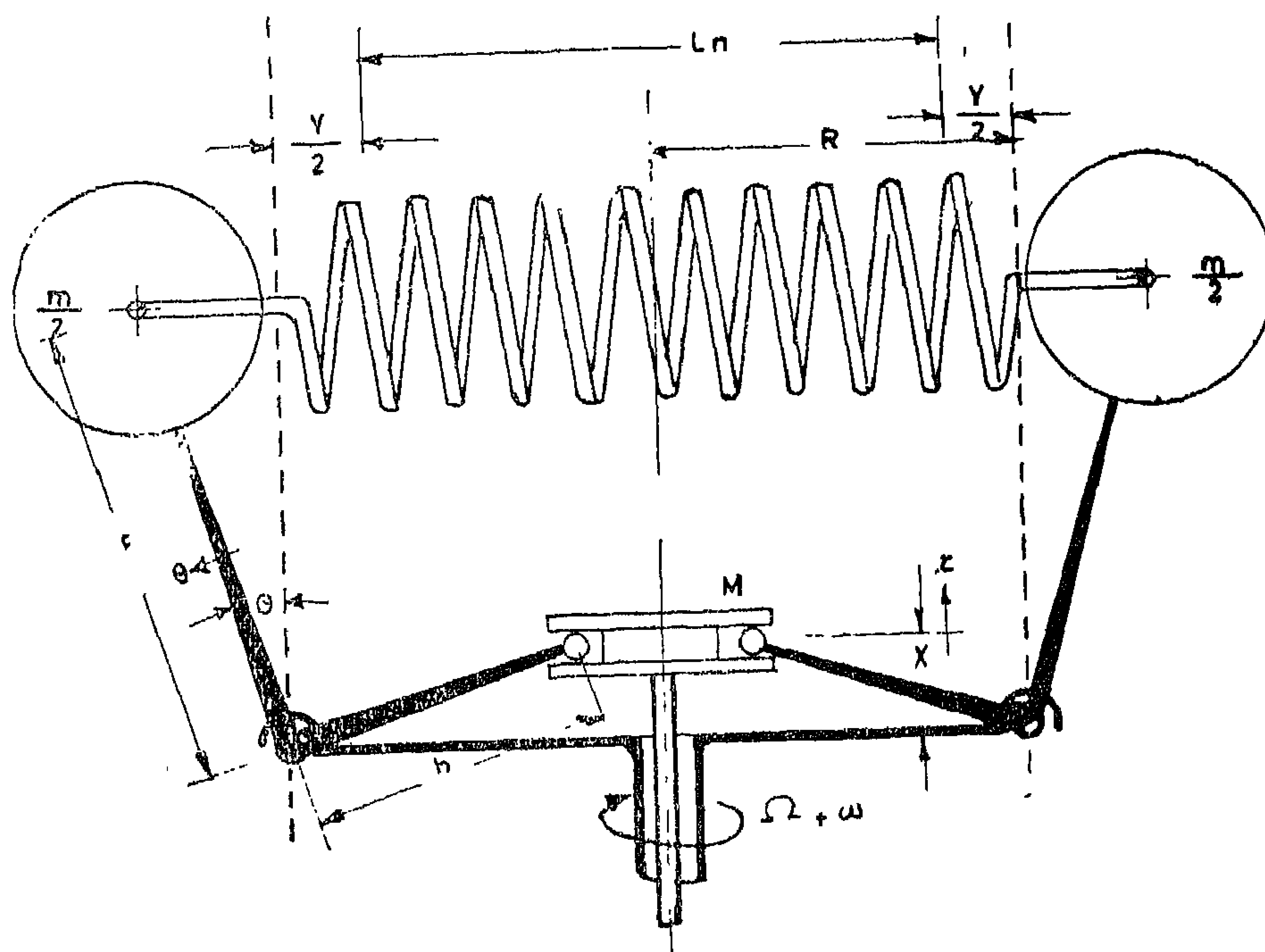
Fig. (2) shows the variation of the steady-state output (sleeve position X^*) for different input rotational speeds (Ω^*) at constant values of Y_t^*.

Static Gains :

We define two static gains, or sensitivities, each relating to one of the inputs.



(a) Co- axial spring type



(b) Radial spring type

FIG. 1 - SCHEMATIC ARRANGEMENTS OF SPRING-LOADED CENTRIFUGAL SPEED SESING DEVICES.

$\frac{m}{2}$ Equivalent mass concentrated at the end of the flyweight arm.

n Gear ratio.

R Distance between the axis of rotation and the flyweight pivot point.

X Position of the movable sleeve (the system output).

X^* Non-dimensional output.

Y Spring deflection at zero output (the first input to the system).

Y^* Non-dimensional spring deflection.

Y_s Static deflection of the spring due to action of the concentrated mass "M" at the axis of rotation.

Y_t $(Y + Y_s)$ for co-axial spring type.
$(Y + Y_s \frac{b}{a})$ for radial spring type.

δ Total spring deflection.

δ^* Non-dimensional total spring deflection.

Θ Angular position of the flyweight arm.

α Small perturbation in the position of the flyweight arm.

λ Viscous damping coefficient.

Ω Mean rotational speed (the second in-input to the system).

$\Omega_{ast.}$ Speed of astaticism.

Ω^* Non-dimensional rotational speed ($= \Omega / \Omega_{ast.}$)

ω_n Undamped natural frequency.

ω_n^* Non-dimensional undamped natural frequency.

ζ Damping ratio.

ζ^* Non-dimensional damping ratio.

1. Linearized Dynamic Equation :

We consider two centrifugal speed-sensing arrangements, one with a co-axial spring and the second having a radial spring, Figs. (1a,b). We consider, further, these two arrangements as dynamic systems, that receive two inputs : the spring setting (Y) and the rotational speed of the spindle (Ω). They have one output, viz, the sleeve position (X), that is determined by these two inputs. Linearization (+) is based upon the assumption of small perturbations, linear spring characteristics and damping of the viscous type. The linearised dynamic equation can be written as :

$$m\,a^2 D^2 \alpha + (Mb \cos\Theta)\, D^2 x + (\lambda b \cos\Theta)\, D x + b\,K\,(Y + y + X + x)\cos\Theta + Mg_o\, b\cos\Theta = ma\,(R + \frac{a}{b}X + \frac{a}{b}x)\,.(\Omega + \omega)^2.\cos\Theta \qquad (1.a)^*$$

$$m\,a^2 D^2 \alpha + (M\,b\cos\Theta)\, D^2 x + (\lambda\, b\cos\Theta)\, D x + 2a\,K\,(Y + y + 2\frac{a}{b}X + 2\frac{a}{b}x)\cos\Theta + Mg_o\, b\cos\Theta = ma\,(R + \frac{a}{b}X + \frac{a}{b}x)\,(\Omega + \omega)^2\cos\Theta \qquad (1.b)$$

Expressing Θ in terms of X, Eqn. 1 can be re-written as :

$$\left[\frac{ma^2}{1 - (\frac{X}{b})^2} + Mb^2\right] D^2 x + \lambda\, D x + b^2 K\,(Y + y + X + x) + Mg_o\, b^2 = mab\,(R + \frac{a}{b}X + \frac{a}{b}x)\,(\Omega + \omega)^2 \qquad (2.a)$$

$$\left[\frac{ma^2}{1 - (\frac{X}{b})^2} + Mb^2\right] D^2 x + \lambda\, b^2\, D x + 2\,b\,a\,K$$

(+) In Ref. (4), linearization of the square law relating centrifugal force to rotational speed has carried out both by tangent and minimum-squared error method, the two gives identical results.
In Ref. (2), Parnaby obtained an exact solution of the non-linear equation of the system in the steady-state using a digital computer. It is felt that an exact solution of the steady-state is unwarranted and that the assumption of small perturbations about an initial value yields a linearised relation of considerable practical value.

(*) Suffic "a" refers to the co-axial spring type, while the suffic "b" refers to the radial-spring type. Equations without suffixes are valid for both types.

ON CENTRIFUGAL SPEED SENSING DEVICES

By

O.A. EL-KHOLY. (*)

&

NABIL ALY, M.Sc. Eng.(++)

Summary :

The conventional spring-loaded centrifugal speed-sensing device is analysed. A complete set of non-dimensional relations specifying both static and dynamic characteristics is derived. The investigation reveals the pronounced efffect of the geometry on these characteristics. The spring characteristics that result in constant static speed gain are deduced, and the possibility of their realization is discussed.

The study includes a procedure suggested for selecting design parameters to achieve specific static and dynamic requirements.

Introduction :

Speed sensing of high static and dynamic quality has become a main requirement for speed regulation of modern prime movers. These prime movers accelerate at high rates and suffer rapidly-fluctuating inputs. Moreover, they often require speed regulation within close limits and with ample stability margins.

Inspite of the fact that the speed sensing device functions mainly as a comparator in a complete speed regulation loop, its characteristics have a pronounced influence upon the stability of the whole loop (3) (*).

Furthermore, speed-sensing devices are usually highly non-linear. The main sources of non-linearity are their geometry and the fact that the centrfugal action itself is proportional to the square of the rotational speed.

Non-linear damping and spring-action also contribute to non-linear behaviour. Thus, the static and dynamic behaviours change noticeably with changes in operating condition (speed and speed-setting). Unless the speed-sensing device is designed carefully, we may fall in that range within which the degree of non-linearity is intolerable. The problem becomes more difficult for variable-speed governors where the reference speed is to be adjustable over a wide range.

Notations :

A	Constant in Eqn. (4)
a	Flyweight arm
B	Constant in Eqn. (4)
b	Length of the Flyweight toe
F	Spring force
F*	Non-dimensional spring force.
G_ω	Static speed gain
G^*_ω	Non-dimensional static speed gain.
G_y	Static speed-setting gain
g_c	The component of gravitional acceleration along the axis of rotation.
K	Stiffness of the spring.
M	Equivalent mass concentrated at the axis of rotation of the centrifugal arrangement.

(+) Professor of Aeronautical Mechanics, Faculty of Engineering. Cairo University.

(++) Research student, Faculty of Eng, Dep. of Aer., Cairo University.

(*) A numerical list of references is given in Appendix (II).

4. Rüsch, H. and Vigerust, G., Disc. of "Tensile Splitting Test and High Strength Concrete Test Cylinders". Journal of the American Concrete Institute, vol. 29, No. 6, December 1957.

5. Merriman, M., American Civil Engineering Handbook — Fourth Edition.

6. Föppl'e, A., Strength of Materials. Advanced Theory and Problems, Part II.

7. Abeles, P.W., Tensile Splitting Test and High Strength Concrete Test Cylinders. Journal of the American Concrete Institute, vol. 29, No. 6, December 1957.

8. Vcurinen, J., Conversion for Compressive Strengths of Concrete Cubes and Cylinders. Nordisk Betong (Stockholm), vol. 4, No. 2, 1960.

9. Grengo, T., Effect of Type of Test Specimen and Gradation of Aggregate on Compressive Strength of Concrete. Journal of the American Concrete Institute, vol. 9, January-February 1938-269.

10. Dutron, R., Le Coefficient d'Elasticité du Béton à la Compression. Premier Congrès International du Béton et du Béton Armé, vol. II, Liège 1930.

11. Neville, A.M., The Influence of Size of Concrete Test Cubes on Mean Strength and Standard Deviation. Magazine of Concrete Research, vol. 8, No. 23, Aug. 1956.

12. Johnson, T.W., Effect of Height of Test Specimen on Compressive Strength of Concrete. ASTM Bulletin No. 120, Jan. 1943.

13. Mercer, L.B., "Concrete... An Aeolotropic Material". Commonwealth Engineer (Australia), Jan. 1956.

14. Ahmed, S., Effect of Capping on the Compressive Strength of Concrete Cubes. Magazine of Concrete Research, vol. 6, No. 19, March 1955.

15. Price, W.H., Factors influencing Concrete Strength. Journal of the American Concrete Institute, vol. 22, No. 6, February 1951.

16. Rüsch, H., Versuche zur Festigkeit der Biegedruckzone. Heft 120, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 1955.

17. Langendonck, T.V., Strength of Partially Loaded Concrete and Mortar Block (Resistenica de Blocks Parcialmente Carregados). Reprint from Engenharia (Sao Paulo), Bulletin No. 115, Brazilian Portland Cement Assn., March 1952.

18. Lessells, J.M., Strength and Resistance of Metals. .

19. Murphy, G., Evaluation of Stresses and Strains in Axially Loaded Compressive Specimens. VII International Congress of Applied Mechanics, London, 1948.

20. Baes, L., Description et Etude Expérimentale d'Eléments de Construction en Béton Armé. Premier Congrès International du Béton et du Béton Armé, vol. II, Liège, 1930.

21. Vandeperre, L.J., Le Dosage et la Préestimation des Bétons. Le Durcissement des Ciments. Premier Congrès International du Béton et du Béton Armé, vol. II, Liège, 1930.

22. Noren, B., Relation between Compressive Strength and Rate of Deformation in Testing Swedish Fir. American Society for Testing Materials, No. 202, December 1954.

23. Santarella, L., Résistance et Elasticité des Bétons de Ciments Italiens. Premier Congrès International du Béton et du Béton Armé, vol. II, Liège, 1930.

24. Bresler, B. and Gilbert, P.H., Tie Requirements for Reinforced Concrete Columns. Journal of the American Concrete Institute, vol. 58, No. 5, November 1961.

25. Shelson, W., Bearing Capacity of Concrete. Journal of the American Concrete Institute, vol. 29, No. 5, November 1957.

CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

The shapes, sizes and proportions for specimens tested in this study were chosen with a view to suiting the following conditions :

a) To cover most types of specimens used by different standards.

b) The values of l/d ratio are within certain limits, so as to avoid any existence of buckling effect and thus specimens are subjected to pure compression only.

1 — The results proved an upper limit for specimen height to be five times the diameter or side length, as it gives satisfactory indications for studying the effect of increasing l/d ratio on strength. Since the rate of decreasing strength tends to be constant for high l/d ratios.

Generally, the relationship between strength and l/d values can be divided into three stages, as follows :

Stage A : Starting from l/d = 1 to l/d = 2.

There is a great drop in strength values when increasing l/d ratio from l/d = 1 to l/d = 2. The average percentage decrease in strength is 15% approximately.

Stage B : Starting from l/d = 2 to l/d = 4.

The rate of decreasing strength in this stage showed more gradual and lower values than stage A. The average percentage decrease in strength is about 10%.

Stage C : Starting from l/d = 4 to l/d = 5.

The rate of decreasing strength in this stage showed the minimum values when compared with stages A and B. The average percentage decrease in strength is 3% approximately.

2 — The unequal compaction of specimens seems to be partially responsible for the observed irregularity in strength values, as the short specimens were compacted with higher efficiency than longer ones.

3 — The strength decreases gradually as the size of cylinder or cube specimens increases from 15 to 25 cm. diameter or side-length.

4 — Very careful attention should be given to the design of the mix. Consistent with the sectional dimensions of specimen, the suitable maximum size of coarse aggregate should be used. As results indicate, for the same cement content, the large-size specimens tested with $1\frac{1}{2}$ inch nominal maximum size showed lower strength than the smaller one tested with 3/8 inch nominal maximum size.

5 — For the same size specimen, the cubical shape specimens showed greater compressive strength than for cylindrical ones ; plastic mixes showed greater differences than for dry and wet mixes.

6 — For the same l/d ratio, the smaller diameter specimens showed greater strength than large diameter ones as the 15 × 30 cm specimens gave greater values than for 20 × 40 cm specimens.

7 — The increase in cement content causes a corresponding increase in compressive strength, but small size specimens were greatly affected than for large size specimens.

8 — There is no consistent relationship for the age of test as a factor influencing the results of various shape specimens.

9 — The strength of the different shape specimens was partially affected by the consistency of the mixes. Results showed that dry mixes offered lower strength than for plastic and wet mixes, because of the difficulty of compacting dry mixes.

10 — Results indicate that 15 × 30 cm cylinder and prism specimens are suitable for measuring both compressive strength and elastic properties of concrete.

BIBLIOGRAPHY

1. Davis, H.E., Troxell, G.E. and Wiskocil, C.T., The Testing and Inspection of Engineering Materials, 1941.
2. Hardt, L., Spannbeton für die Praxis.
3. Thaulow, S., Tensile Splitting Test and High Cylinders. Journal of the American Concrete Institute, vol. 28, No. 7, January 1957.

of specimen increases from 15 × 15 × 15 cm to 25 × 25 × 25 cm for both cubes and cylinders specimens.

3 — The results indicate that the maximum compressive strength was found to be with the gradings which contain less sand because the increasing in cement content seems to replace the function of sand as a filling material and then gives more bond which shows an increase in strength results.

4 — *Effect of Age on Strength of Specimens having various Shapes and Sizes :*

For different gradings and consistencies, the age of test was studied with the compressive strength of various concrete specimens having cube, cylinder and prism shape and with variable sizes.

It is noted from the results that :

a — The strength increases as the age of test increase from 7 days to 28 days and average increase is irregular for the various lengths, sizes, shapes and proportions of the specimen.

b — The rate of decreasing strength when increasing the L/d ratio from L/d = 1 to L/d = 5 was comparatively the same for the two ages of test, but the 7-day test showed a greater drop in strength when increasing the L/d ratio from 1 to 5. This may be due to the incomplete curing of large specimens within this short age, and hence non-uniform conditions existing among various shapes and sizes of specimens.

c — When increasing the age of test from 7 days to 28 days, the small size specimens have the tendency to give more increase in strength values than for large-size specimens.

5 — *Relation between Strength and other Factors :*

There are some factors which seem to have a relative influence on the compression strength of concrete, many observations were noted from the examination of such results and the following is the summary of the comments worth mentioning.

a) *Effect of w/c ratio on the strength of concrete :*

For each nominal maximum size, cement content and grading, three w/c ratios (dry, plastic, wet) were chosen to study such effect.

The following remarks can be noted :

1 — The results indicate that dry mixes show lower compressive strength values ; this may be for the small amount of water used which produces a relatively low compaction for the method of casting such sizes of concrete specimen.

2 — The values of w/c ratios which produce a relatively high strength concrete (based on 15 cm cube strength) are variable with different gradings.

b) *Effect of cement content on the strength of concrete :*

1 — For dry mixes, the increase in compressive strength is not always proportional to the corresponding increase in cement content and by comparing the results of 3/8, 3/4 and 1 1/2 inch nominal maximum size, the following remarks can be stated :

a) For 3/8 inch nominal maximum size, however, the increase of strength was comparatively low by increasing the cement content from 200 to 400 Kgs/m^3.

b) For 3/4 inch nominal maximum size, there is a gradual and regular increase in strength which can be considered proportional to the increase in cement content.

c) For 1 1/2 inch nominal maximum size, the increase in strength seems to be proportional to the increase in cement content.

However, the responsibility for this unsteady relation may be due to the dryness of concrete and the partial efficiency of the method of compaction, which seems to be difficult.

2 — For both plastic and wet concrete, there is more regular and gradual increase in compressive strength values which can be considered proportionate to the corresponding increase in cement content for the three nominal maximum sizes.

gradually corresponding to the increase in load ; but its value has the tendency to be maximum at the boundry of the plane and then decreases gradually towards the centre. This friction force acts also on the vertical planes of the specimen.

Thus, for relatively small L/d ratios, the values of friction force increases gradually as the L/d ratio decreases, while, by increasing L/d ratio there is a gradual decrease in the value of friction force.

So, it can easily be observed that short-test specimens are more affected by friction than long specimens. Also for gradual increasing L/d ratio, there is a gradual decreasing in friction values which produces finally a lower strength for long specimen than for short one.

The strength was partially influenced also by the method of compacting such specimens, which seems that short test specimens were compacted with higher efficiency than for long ones, specially for dry mixes which showed a difficulty in the method of compacting such concrete mixes.

2 — *Effect of shape and size of Test Specimen on the strength :*

It will be noted that the relationship between compressive strength of cube, cylinder and prism specimens is not constant. The cylindrical shape specimen showed a lower compressive strength than for cube one. For concrete of high strength, the compressive strength results are of small variation with regard to the effect of variation of shape of specimen. By expressing the prism strength as a percentage of the cube strength, it is found that this percentage has the tendency to decrease gradually by increasing the size of test specimen. Also results show that the higher the size of cube or cylinder specimen, the lower the strength ; the difference in strength seems to be more or less with small percentage. For cylindrival or prismatic shape specimens with the same ratio L/d but with different diameter or side-length, it is noted that the larger the diameter or side-length, the lower the compressive strength.

However, the strength was affected mainly by friction forces created at the ends of specimen but also there are some other factors which seem to be partially responsible for the observed irregularity in some strength results. One of these factors is the method of compacting the various shapes specimens, and it seems that the cylindrical specimens are easier in compaction than cube or prism-shape specimens. Also the cylindrical specimens are easier for rodding at its boundaries than cube or prism specimens, which have corner edges unsuitable for rodding thus producing a bad surface finishing for cube and prism shapes as a result of which they become of low strength compared to cylindrical specimens. In general, dry mixes showed irregular results due to the difficulty in compacting various shapes specimens.

3 — *Effect of Gradation of Aggregate on the Compressive Strength of Concrete :*

Studies were made to determine the effect of the gradation of the aggregate on the compressive strength of cube, cylinder and prism specimens having various sizes and proportions, tested after 7 and 28 days for the three nominal maximum sizes : 3/8, 3/4 and 11/½ inch.

It will be observed that :

1 — There is a reduction in strength by increasing the size of specimen from 15 × 15 × 15 cms. to 20 × 20 × 100 cms. and results indicate that the strength decreases gradually from 15 × 15 × 15 cms to 25 × 25 × 25 cms specimen for both cube and cylinder shapes, then the strength increases suddenly at 15 × 15 × 30 cm specimens and then a larger rate of decreasing strength begins from 15 × 15 × 30 cm specimen, as the size of specimen increases up till 20 × 20 × 100 cm.

2 — For a given nominal maximum size, the strength decreases gradually as the size

2 — Effect of the shape and size of specimen on the compressive strength.

3 — The relationship between grading of aggregate and the shape of specimen.

4 — Effect of age on shape and size of specimen.

5 — Relation between strength and other factors.

1 — *Effect of increasing the l/d ratio of specimen on the strength :*

The main results abtained are as given below :

1 — There is a gradual decrease in strength as l/d ratio increases from l/d = 1 to l/d = 5 for both cube and cylinder shape specimens, also for the two ages of test (7 and 28 days).

2 — For different concrete mixes, the curves have the tendency to show irregular values for the rate of decreasing strength.

This irregularity in the rate of decreasing strength values may be due to the suitability of the specimen size to the constituents as the nominal maximum size, cement content and the consistency of the concrete mix, also due to the relative efficiency of compacting such specimens.

3 — For the same concrete mix, the values of the rate of decreasing strength decreases corresponding to the increase in l/d ratios.

The specimens with small l/d ratios

$$\left(\text{between } \frac{L}{d} = 1 \text{ and } \frac{L}{d} = 2 \right)$$

showed the maximum but irregular values for the rate of decreasing the strength. The specimens with medium L/d ratios (between L/d = 2 and L/d = 4) showed moderate and regular values for the rate of decreasing strength, while specimens with large L/d ratio (between L/d = 4 and L/d = 5) showed minimum and regular values.

4 — For high strength concrete few results showed an approximately constant rate of decreasing strength when increasing L/d ratios from 2 to 5.

For example, for 3/4 inch nominal maximum size (grading A) with dry mix using 400 Kgs. of cement/m^3, which showed a constant percentage strength 86% for specimen with L/d = 4 and L/d = 5 which gave also 14% as a total decrease in strength.

So, it seems that increasing the L/d ratio beyond L/d = 5 will not add any information which may clear out the relationship between strength as affected by increasing the height-diameter ratio of the specimen. Thus a ratio of l/d = 5 can be assumed as an upper limit for concrete compression specimen as it gives sufficient and satisfactory information on such a problem.

5 — For the same concrete, when increasing L/d ratio from one to two for different diameter, it is noted that the large diameter specimen showed a greater decrease in strength.

However, the gradual decrease in strength observed when increasing L/d ratio of specimen from L/d = 1 to L/d = 5 (for specimens having 20 cms diameter or side-length) and from L/d = 1 L/d = 2 (for specimens having 15 cm. diameter or side-length), may be due to the combined effects of various factors co-operating completely in affecting the strength of concrete specimens. The more important and active factor is the friction force created between the two-end planes of test specimen and that of testing machine bearing plates. This factor is considered as the main factor that has the great responsibility in influencing the strength.

Generally, the friction forces created instantaneously at loading the specimen act tangentially as shearing forces on the two-end planes of specimen. Its value increases

3 — *SPECIMENS :*

Compression tests were carried out on the three main shape specimens, cubes, cylinders. and prisms.

a) *Cubes :*

The cubical specimens consisted of the following three sizes :

1st size — 15 × 15 × 15 cms — with $\frac{L}{d} = 1.$

2nd size — 20 × 20 × 20 cms — with $\frac{L}{d} = 1.$

3rd size — 25 × 25 × 25 cms — with $\frac{L}{d} = 1.$

b) *Cylinders :*

The cylindrical specimens consisted of the following eight sizes :

1st size - 15 cms diameter, 15 cms height with $\frac{L}{d} = 1.$

2nd size — 20 cms diameter, 20 cms height with $\frac{L}{d} = 1.$

3rd size — 25 cms diameter, 25 cms height with $\frac{L}{d} = 1.$

4th size — 15 cms diameter, 30 cms height with $\frac{L}{d} = 1.$

5th size — 20 cms diameter, 40 cms height with $\frac{L}{d} = 2$

6th size — 20 cms diameter, 60 cms height with $\frac{L}{d} = 3.$

7th size — 20 cms diameter, 80 cms height with $\frac{L}{d} = 4.$

8th size — 20 cms diameter, 100 cms height with $\frac{L}{d} = 5.$

c) *Prisms :*

The prismatical specimens consisted of the following five sizes :

1st size — 15 × 15 × 30 cms — with $\frac{L}{d} = 1.$

2nd size — 20 × 20 × 40 cms — with $\frac{L}{d} = 2.$

3rd size — 20 × 20 × 60 cms — with $\frac{L}{d} = 3.$

4th size — 20 × 20 × 80 cms — with $\frac{L}{d} = 4.$

5th size — 20 × 20 × 100 cms — with $\frac{L}{d} = 5.$

II *ANALYSIS OF RESULTS.*

All the test specimens experimented on in this work were made with different chosen proportions to suit the required conditions of investigation.

A discussion follows the factors enumerated below :

1 — The relation between compressive strength of concrete and the length to diameter ratio of the specimen generally denoted as

$$\frac{h}{d} = \frac{\text{height}}{\text{diameter}} \text{ or } \frac{L}{d} = \frac{\text{Length}}{\text{Sidelength}}.$$

W. Shelson (25) studied the possible mode of failure for specimens loaded by different bearing plate sizes. He tested 8 in. cube specimens loaded by mild steel plates, 1/4 in. thick and 1, 1.412, 2.83 and 3 in. square respectively. He mentioned the following observations :

1 — With the smaller base plate, the failure of the concrete blocks appears to occur in two stages :

i — A separate wedge-shaped, solid segment of the block forms directly beneath the base plate.

ii — This wedge is forced down through the block and splits it.

2 — With the larger base plates, the formation of a distinctly separate wedge does not occur, although there is the appearance of some internal wedge.

3 — There does not appear to be any considerable stress concentration along the edges and at the corners of the base plates insofar as ultimate failure of the concrete is concerned. This is borne out by the results for failure of the concrete under base plates of 2, 4, and 9 sq. in. loaded over 1 sq. in.

4 — The bearing capacity of the concrete does not seem to be improved by the greater edge flexibility of the 4 sq. in. plate over the 2 sq. in plate.

(B)

EXPERIMENTAL INVESTIGATION

(I) MATERIALS and SPECIMENS

1 — *AGGREGATES :*

Sieve analyses were carried out on both sand and gravel and then recombined together according to the suggested combined grading chosen in this study. The limits of these gradings were chosen with a view to find out the effect of gradation of aggregates on strength of concrete specimens having various shapes, sizes and proportions.

The following gives the percentage of fine aggregates used ;

3/8 inch Nominal Maximum size :

Grading Curve A containing 40% sand.
Grading Curve B containing 48% sand.

3/4 inch Nominal Maximum size :

Grading Curve A containing 25% sand.
Grading Curve B containing 34% sand.
Grading Curve C containing 38% sand.

1 1/2 inch Nominal Maximum size :

Grading Curve A containing 22% sand.
Grading Curve B containing 34% sand.
Grading Curve C containing 38% sand.

2 — *CEMENT :*

The cement used in all the tests carried out in this work is the Tourah Ordinary Portland Cement. For 3/8 and 1 1/2 inch nominal maximum size concrete mixes were made with two cement contents : 200 and 400 Kgs/m^3, whereas for 3/4 in. nominal maximum size concrete mixes were made with three cement contents : 200, 300 and 400 Kgs/m^3. This choice was made to cover more or less all types of concrete mixes used in U.A.R.

For each cement content, concrete mixes were made with three w/c ratios (by weight) so that the effect of consistency of concrete on various shapes of specimens could be determined.

of other values, and the ratio of the resistance of prism to that of cube varied from 0.600 to 0.820.

L. Santarella (23) carried out tests on concrete cube and prism specimens with variable lengths, ranging from 20 cm. up to 80 cm. He measured both, the compressive strength and modulus of elasticity. Then, he gave the following observations :

1 — The modulus of elasticity increases with the increase of compressive strength of specimen.

2 — The characteristics of concrete which give high compressive strength are the same to give high value of the modulus of elasticity.

3 — The modulus of elasticity is lower for long specimens than that for short specimens.

4 — The modulus of elasticity determined after 90 days is better than that determined after 28 days.

5 — The modulcs of elasticity increases as the water-cement ratio decreases.

VII — *Possible Modes of Failure for Various Shape Specimens under Compression Loading :*

Failure of concrete specimen at ultimate compressive load is usually quite a different type of failure than that of actual structure in load tests.

Early work on this subject has been summarized by B. Bresler and H. Gilbert (24). They gave the following conclusions :

1 — Short compression specimens such as standard test cylinders are laterally restrained at the ends by the heads of the testing machine and fail in a typical "shear cone" failure as shown in Fig. (5). This type of failure is related to the state of stress resulting from the combination of the axial compression and the lateral restraint.

TYPICAL FAILURE OF PLAIN CONCRETE PRISM SPECIMENS.

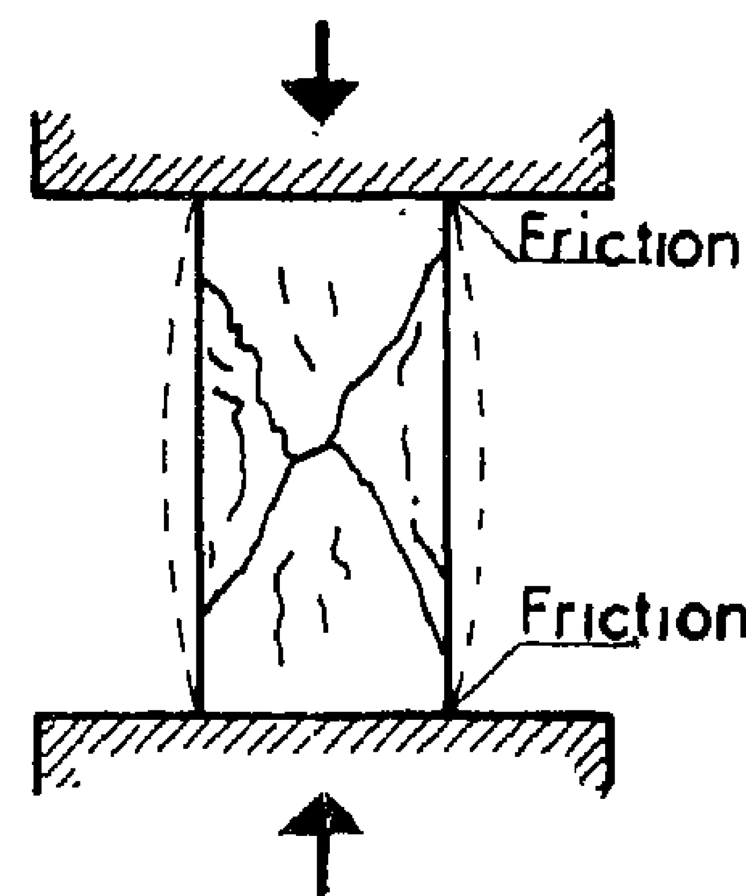


FIG. 5_ TYPICAL "Shear cone type failure"

2 — Long prisms subjected to compression, or short specimens with friction forces at the ends greatly reduced or eliminated, fail along planes parallel to the longitudinal axis, as given in Fig. (6). The strength corresponding to the latter mode of failure is about 20 per cent lower than that for the first mode.

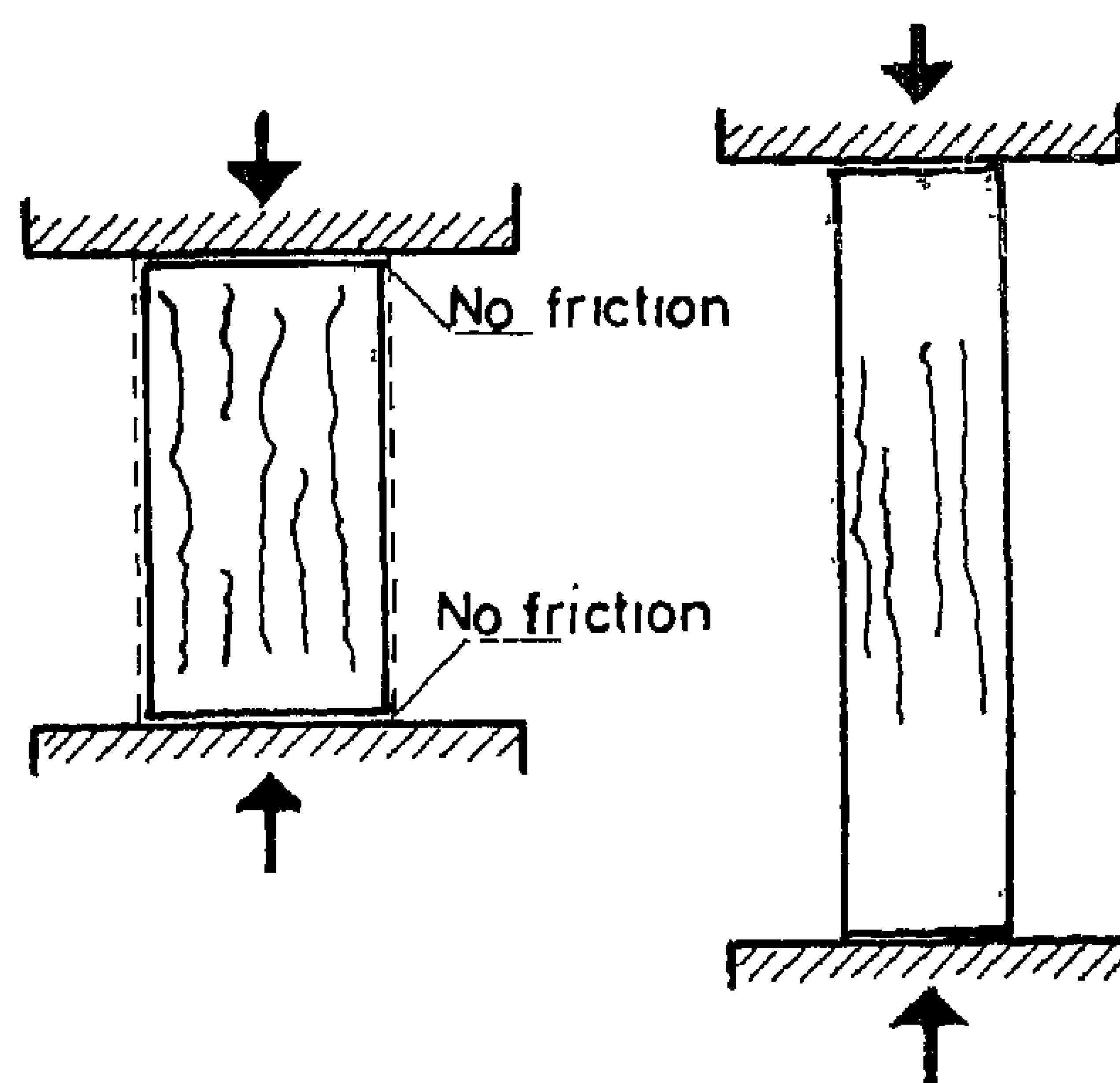


FIG.6_ TYPICAL "Simple compression OR LONGITUDINAL SPLITTING TYPE FAILURE.

V — *Rate of Loading :*

In the following a brief summary of the previous studies made on the effect of rate of loading specimens, are introduced.

Davis, Troxell and Wiskocil (1) came to the conclusion that the relation between strength and rate of loading is approximately logarithmic, the more rapid the rate, the higher the indicated strength. The strength of a specimen loaded at 6000 psi per min. would be, about 15 percent greater than the strength of a specimen loaded at 100 psi per min.

In the study made by Baes (20) and Vandeperre (21) the concrete prism specimens were loaded by three different methods :

1 — Loading the specimen continuously from zero till fracture.

2 — By loading the specimen on steps, each step 10 tons is maintained constant till the complete deformation takes place.

3 — By loading the specimen on steps, each step 10 tons then returns to zero loading

They concluded that when the speed of the testing machine is high, the deformation is small and the contrary, if the speed is small the deformation is small.

B. Noren (22) noted that a constant rate of loading is preferable than a constant rate of deformation for standard tests. One advantage of constant rate of loading is the fact that a definable and usually simple relation exists between the observed load and the stress in the test specimen. The most serious disadvantage of testing specimens at constant rate of loading is that the determination of the ultimate load is very often subjective, because it is difficult to continue the test at the predetermined rate of load increase while the material is flowing.

VI — *Modulus of Elasticity :*

In reinforced concrete and specially in prestressed concrete a knowledge of strains as well as of stresses is important. The modulus of elasticity of concrete varies with such factors as, shape, size and proportions of test specimen.

R. Dutron carried out tests to study the relation between strength and modulus of elasticity of both cube and prism specimens. For each specimen, the modulus of elasticity was determined during testing. Then, he gave the following equation :

$$E_t = KR^m$$

where E_t = the coefficient of elasticity in Kg/cm^2.

m = constant.

R = the resistance of concrete in Kg/cm^2.

Thus, he obtained the relation between E_t and R for prism specimen by considering the rupture stress of prism Rp as a variable and the coefficient of elasticity corresponding to a unit stress equal to 3/10 of that rupture stress.

Then he obtained a relation between the two variables by drawing two straight lines in relation with the formula $E_t = KR^m$, the Contants K, m had different values according to the composition of the concrete as follows :

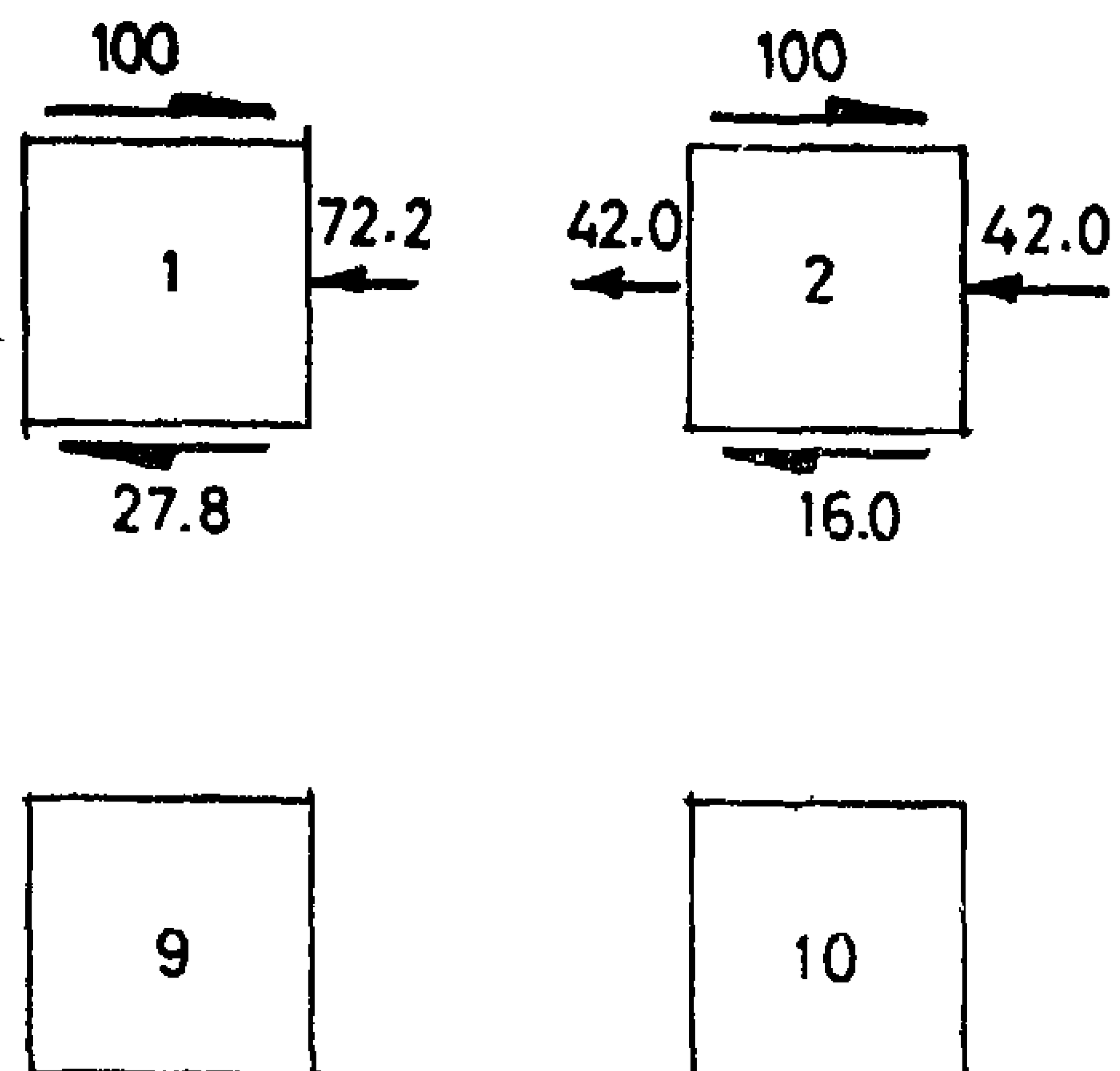
i. Concrete with large round aggregates.

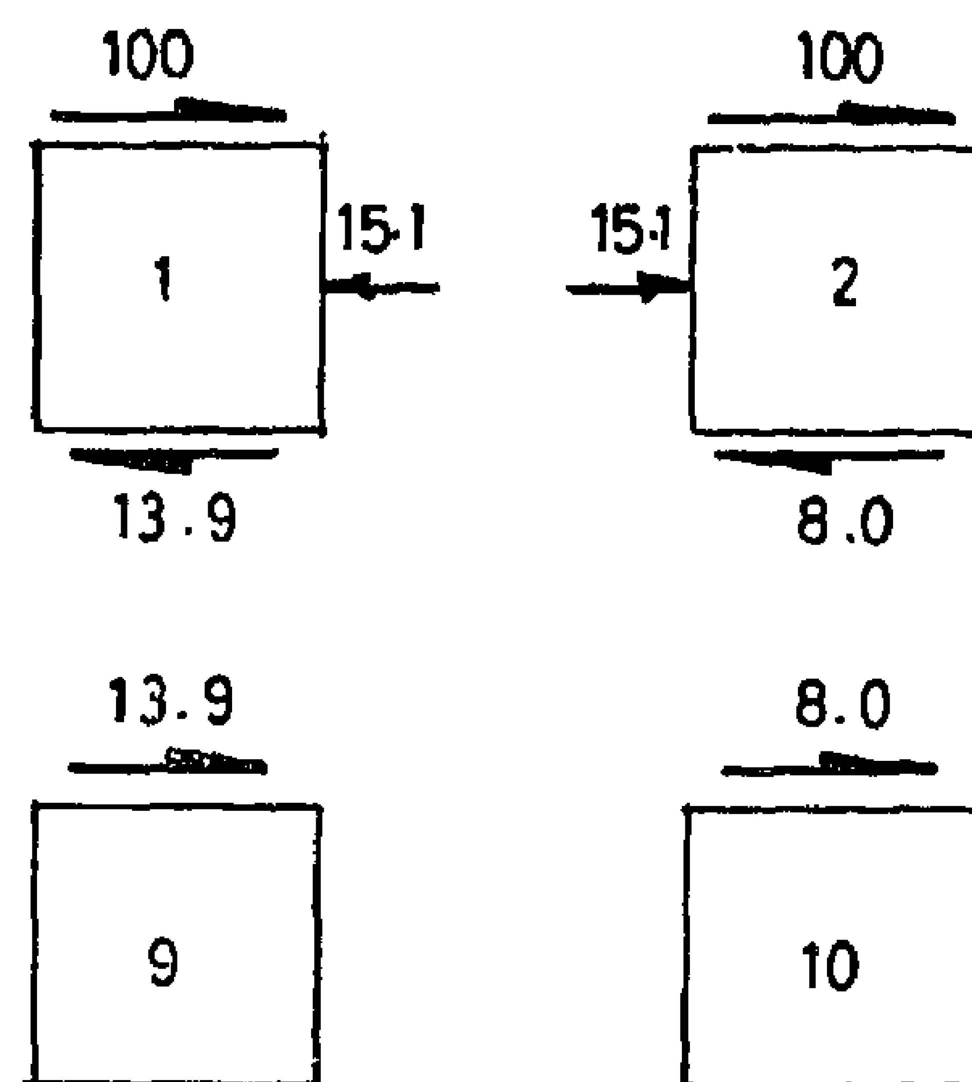
$$E_t = 67{,}500\ R_p^{0.290}$$

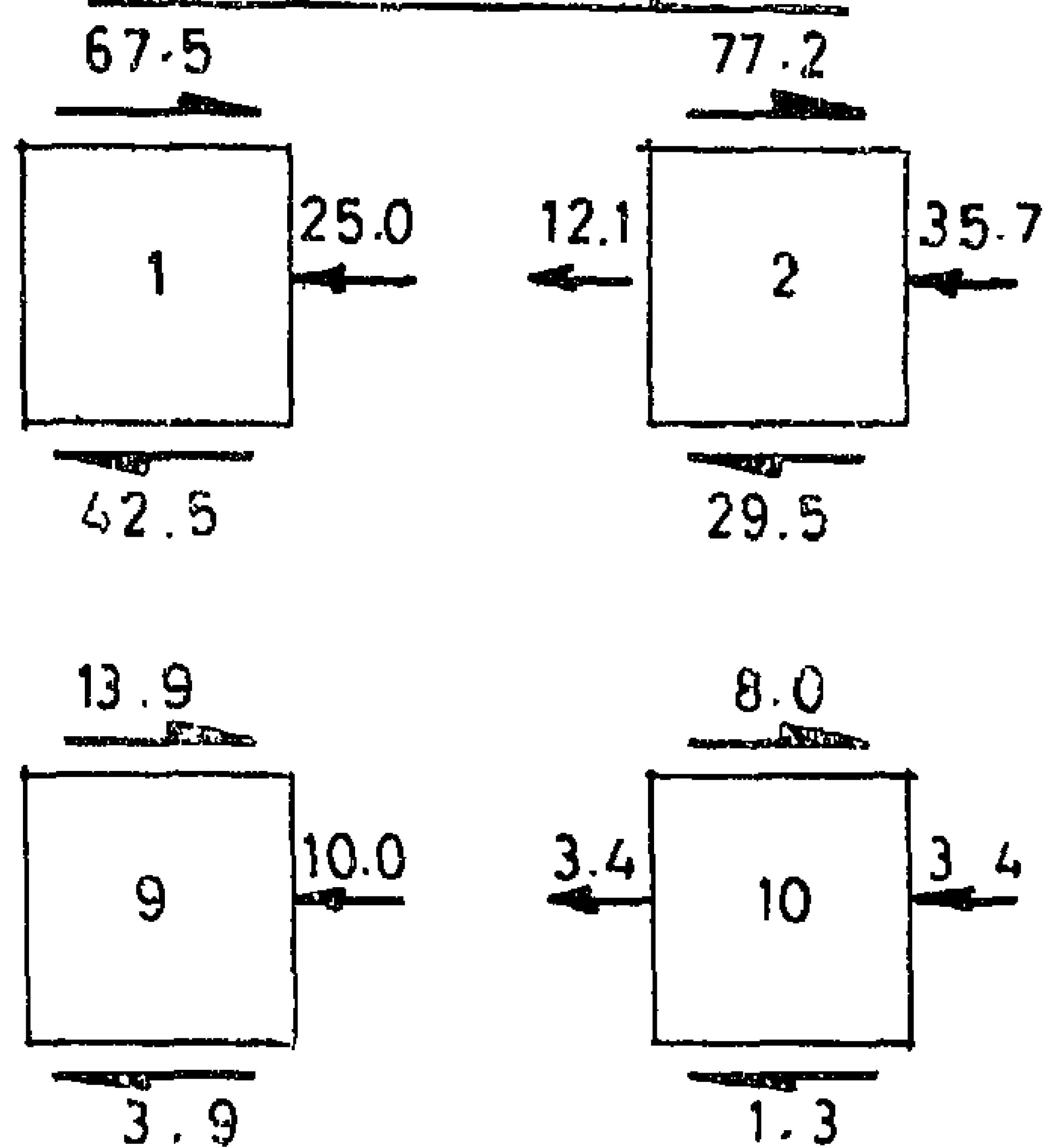
ii. Concrete with some clay and aggregates.

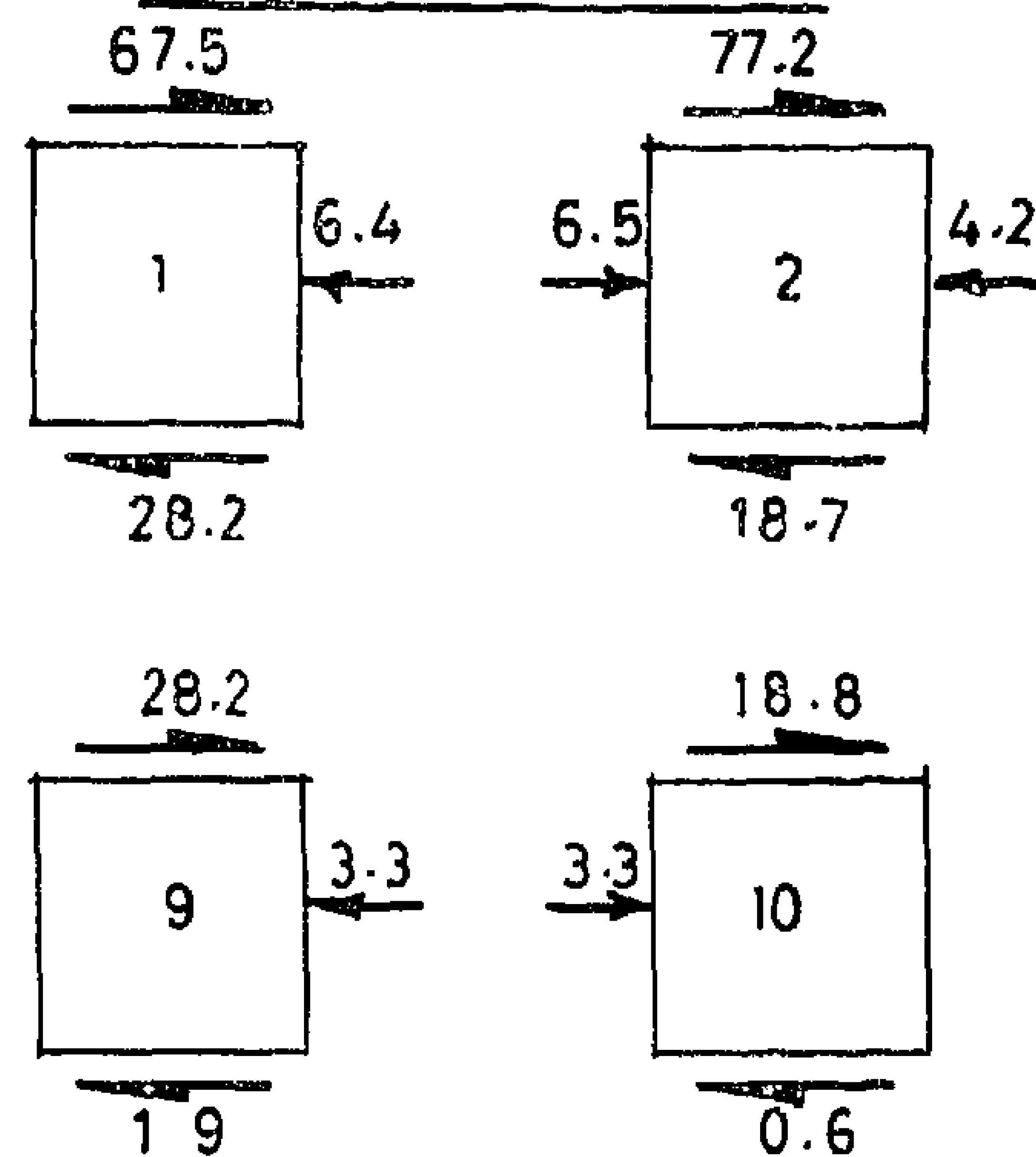
$$E_t = 35{,}000\ R_p^{0.270}$$

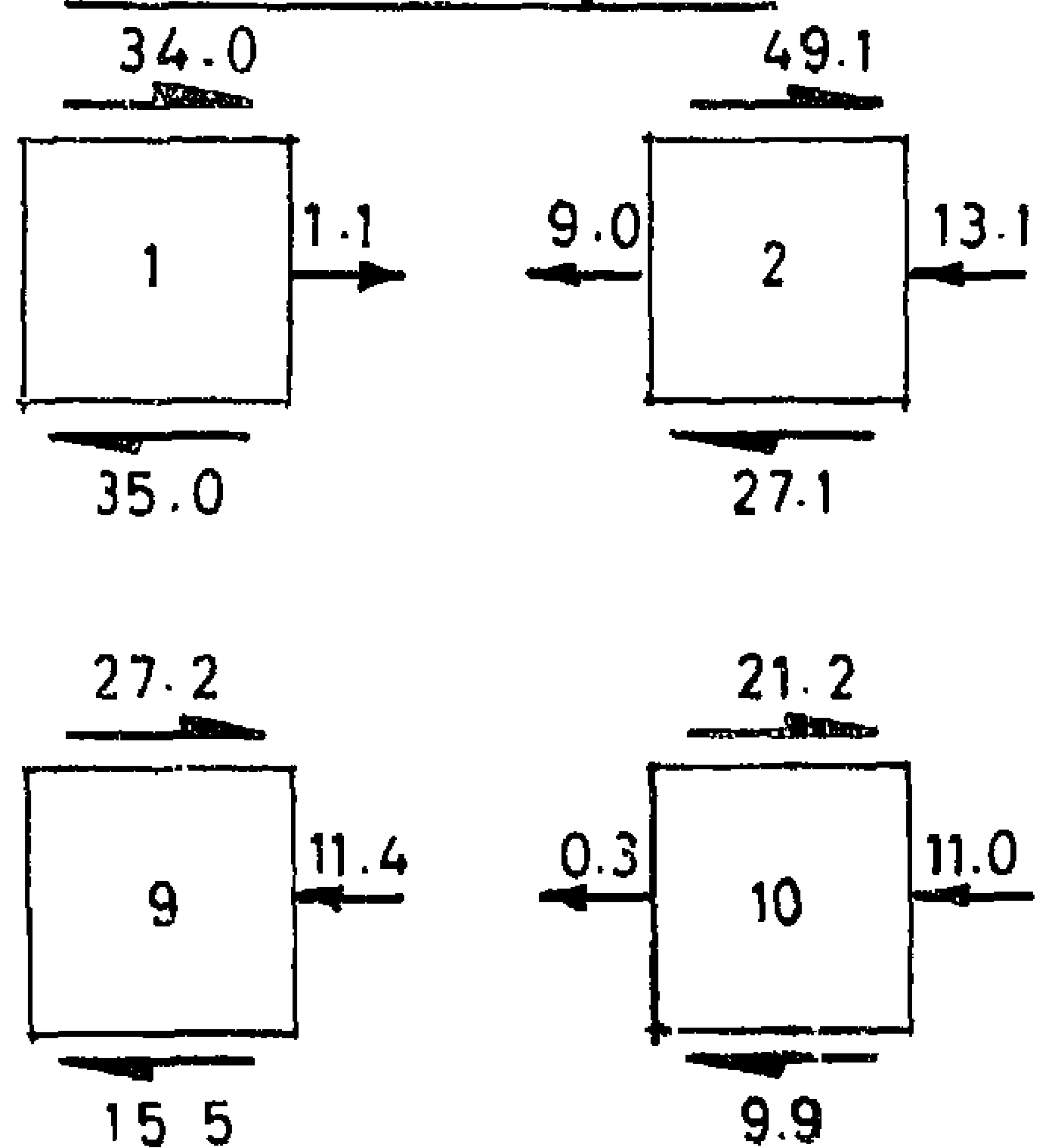
He added that the same formula is used for each specimen, the modulus of elasticity by using R_c with regard that K, m should be











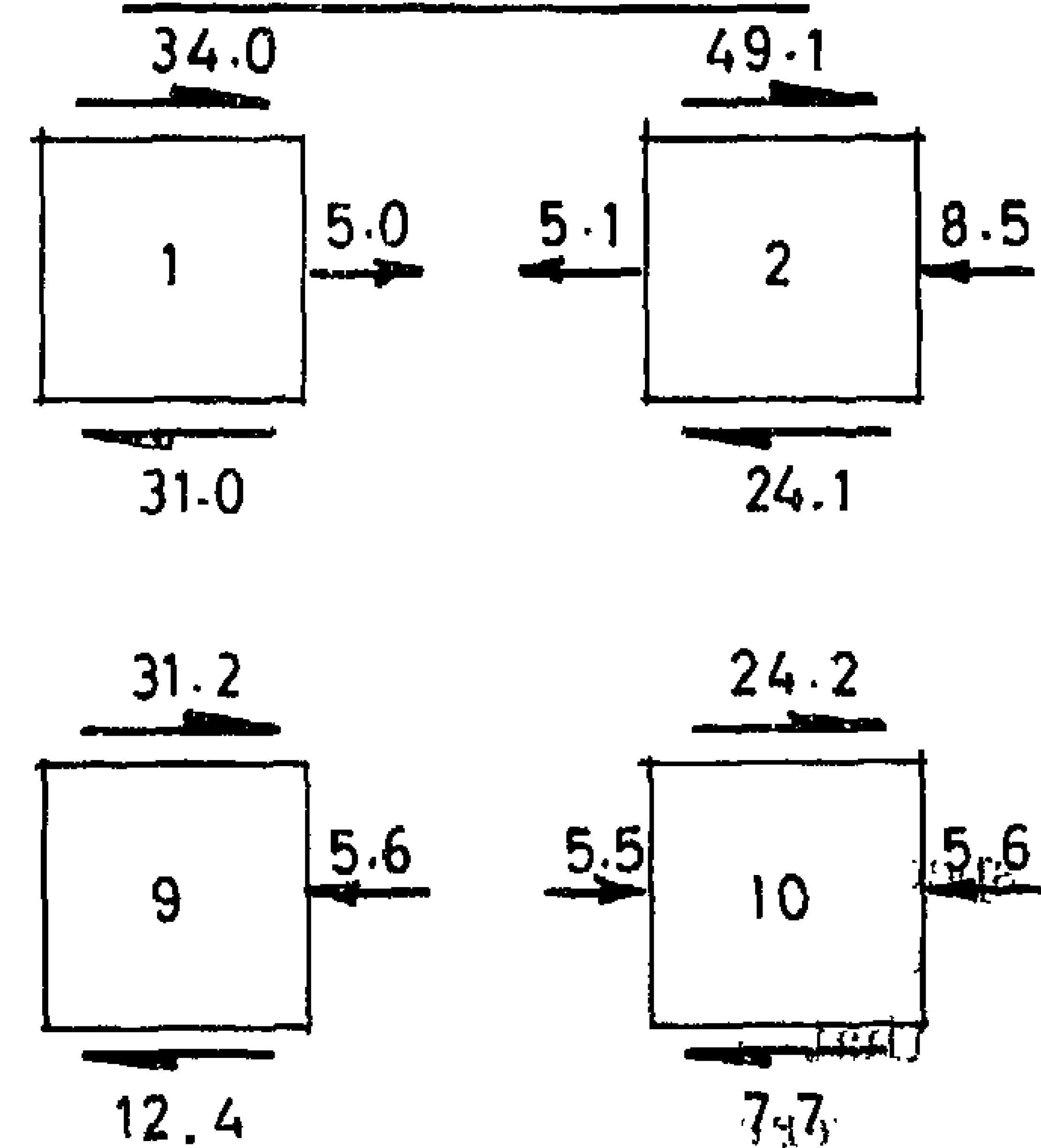


FIG 4. THE FORCES ACTING ON BLOCKS 1,2,9 AND 10 AFTER A SERIES OF BALANCING AND CARRY OVER OPERATIONS (IT IS EVIDENT THAT CONVERGANCE IS NOT RAPID.)

2 — Plane state of stress is existing.

3 — Non-uniformity of stress is existing as a result of the end restraint conditions.

4 — The stress pattern resulting from the end restraint will be investigated.

5 — The specimen is divided into 8 × 16 grid, which can be reduced to 4 × 8 (for symmetry).

6 — The magnitude of end restraint equals (-100), as represented by the application of shearing force — which is equivalent to considering that the specimen is uniformly compressed with no end restraint, then subjected to shear at the ends which reduce the lateral expansion at the ends.

7 — The equilibrium for each block is considered, starting with block No. (1).

Then G. Murphy obtained the distribution factors for the various block conditions as given in Fig. (3). In order to obtain the equilibrium state, he made a series of carry over and balance operations as shown in Fig. (4) which indicate the carry over and balance operations for blocks 1, 2, 9 and 10.

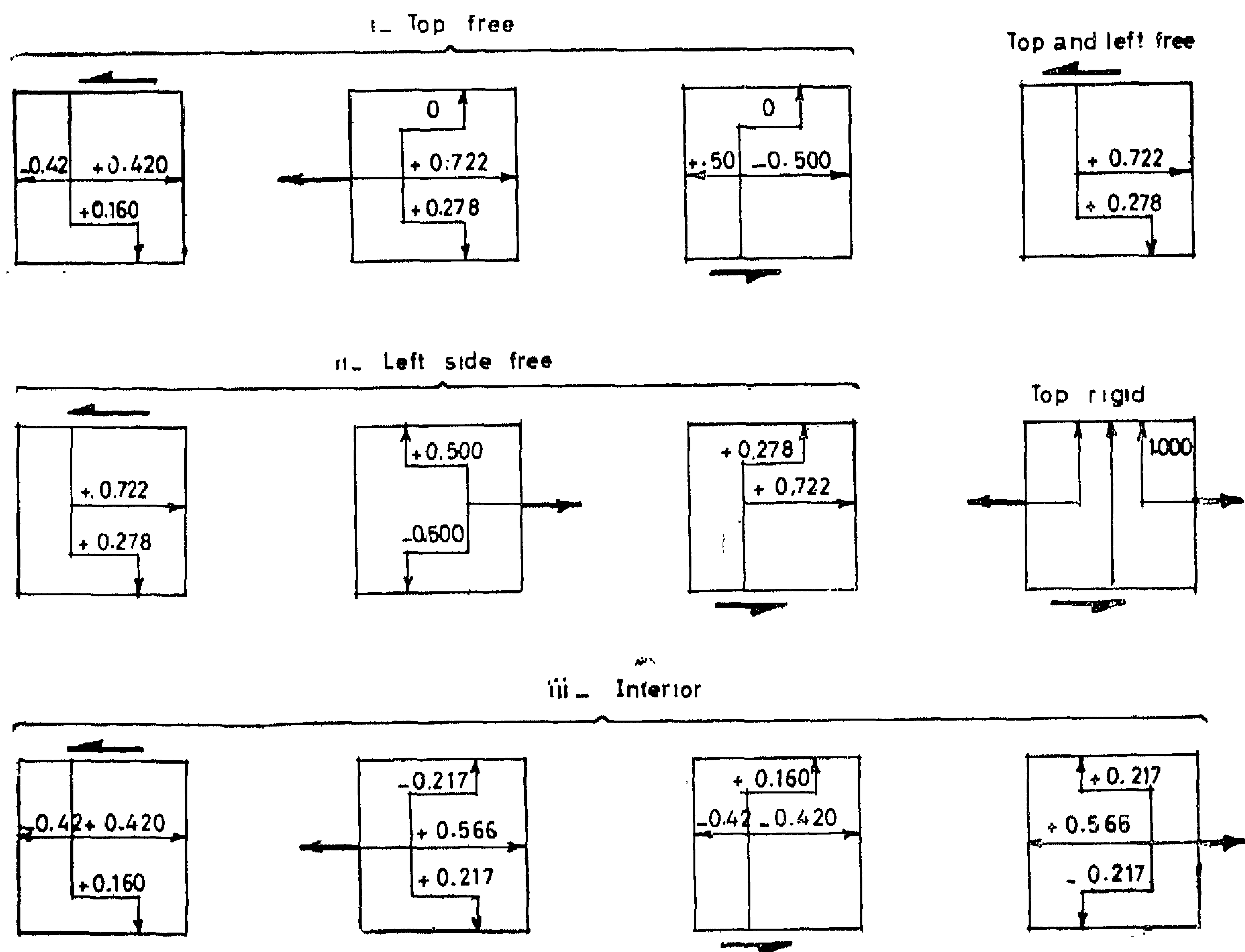


FIG 3_ SUMMARY FOR THE DISTRIBUTION FACTORS AT VARIOUS CONDITIONS.

In a recent study H. Rüsch (16) found that an appreciable stretching of the end plates can occur, so that the constricting action of the plate may be partly or completely inhibited. With large specimens and thin plates, cube strengths may appear to be lower than those obtained with prisms. He mentioned also that in testing lightweight concrete, the plate effect is small because the plates are extremely rigid relative to the force required and also the constricting action of the end plates is essentially the same for different specimen sizes.

V. Langendonck (17) made tests on mortar and concrete blocks of various mix designs. The blocks having its height equal to or greater than its width were partially loaded at one end, while the blocks having its height equal to twice its width were partially loaded at both ends. From these tests, he suggested a relationship between the bearing load on specimen and the loaded area :

$$P = \left(\frac{A}{A}\right) P_a$$

where

P = Breaking load.

P_a = Bearing load for totally loaded block.

A = Total area of block.

A_a = Loaded area.

c) *Effect of Friction Forces created between Head of Testing Machine and End Faces of Test Specimen :*

There are some forces created at the moment of loading the concrete specimen, between the end faces of specimen and that of steel plate of testing machine, known as friction forces, which have, to some extent, a variable effect on the strength results obtained by axial compression testing.

M. Lessels (18) noted that absolutely uniform stress distribution is practically never attained for the radial and tangential stresses initialed from the frictional forces between the ends of the test specimen and the plates of the testing machine, these undesirable forces were markedly reduced by polishing the end faces of specimen with the aid of good lubrication and the complete avoiding of the frictional forces through polishing and lubrication is not attained. He noted also that uniform deformation of test Specimen can be attained by dividing test specimen into three parts ; the deformation of the middle part is more or less uniform.

Lessels mentioned that the friction forces may be minimized by making the ends of the cylindrical specimens so as the plates of the testing machine inclined an angle α and which equals to the angle of friction between the two surfaces of contact, the stress trajectories will be parallel to the axis of the specimen and it will preserve its cylindrical shape after the test. He added that the only disadvantage of this method is that the strain is not uniform over the cross-section of the specimen, but by good lubrication and polishing of the surface of the specimen, this effect may be neglected.

d) *Evaluation of Stresses and Strains in Axially Loaded Compressive Specimens.*

G. Murphy (19) tried to evaluate the stress distribution on a block specimen, by applying a shearing force acting at the two end planes, tangentially, equal and opposite to each other. In order to distribute this force on the block, he divided the whole block into equal and symmetrical blocks.

He obtained some factors governing the equilibrium relations between various cases or positions of each block by assuming each block, subjected to shearing force of magnitude (-100) which will be distributed on each block by some factors obtained by assuming the following conditions :

1 — The block specimen with $\frac{L}{d} = 0.5$ (height-diameter ratio equals half).

strength of cylinders cast with the axis in a horizontal position. It seems probable that the difficulty of casting and compacting the concrete in the horizontal cylinders seriously affected their strength results.

L.B. Mercer (13) made also some other tests to study the effect of the direction of loading on the strength of concrete test cubes. He cast eight batches of six cubes, and tested half of each batch in the direction of casting, the other half being tested in the standard manner. From these tests he concluded that testing in the direction of casting results in a higher strength (of between 10 and 20 percent) as compared with the standard cube test.

IV — *Bearing Conditions :*

In the following the main factors which have a probable effect on the strength results of concrete specimens due to the variable bearing conditions of test specimens will be enumerated with a summary of all available data or information relating to them.

a) *Nature of Bearing Ends of Test Specimens :*

In recent studies made by Föppl (6) while testing concrete cubes, he found that the compressive strength of specimens having dry end faces were 50 percent greater than other companion specimens greased at its both end faces.

M. Merriman (5) when testing cylinder specimen capped with different capping materials, recommended to use a thin layer of neat cement as a capping material for concrete specimens in order to secure smooth and parallel surfaces at the two end faces of the specimens.

S. Ahmed (14) made tests on 6 in. concrete cube specimen capped with various materials, in order to find which gave the least scatter of test results. The materials used for capping were :

1 — A mixture of powdered sulphur (62 per cent), very fine sand (36 percent) and carbon black (2 percent).

2 — Hardboard, 6 in. square, 1/8 in. thick, hardness number 15 placed at the top and bottom faces of the test specimen.

3 — Rubber sheet, 6 in. square, 1/8 in. thick, hardness number 60 to 65 placed at the

He gave the following main results :

1 — There is little difference between the average strength of untreated and sulphur capped concrete cubes. There is somewhat less scatter with sulphur-capped specimens.

2 — The reduction of mean strength was 7 percent when hardboard was used as a capping material.

3 — The effect of the rubber used as a capping material seems to have been to develop tangential stresses on the surface of contact.

W.H. Price (15) mentioned that the indicated strength of concrete capped with soft or rubbery material can be as much as 50 percent lower than companion cylinders capped with a hard, strong material. Cylinders capped with neat portland cement, produced strengths equal to those obtained on cylinders with the ends ground to within 0.002 in. of a plain surface. He added that the strengths of cylinders capped with plaster of Paris were about 5 percent lower than those with ground ends.

b) *Characteristics of Testing Machine Bearing Plates :*

When concrete specimen is tested in compression, it is placed in the testing machine between two bearing plates. The bearing faces of both plates shall be at least as large as, and preferably larger than, the nominal size of the specimen to which the load is applied.

5 — Cylinders cast in cardboard or tin moulds show strengths less than correspondnig cylinders cast in standard moulds, the decrease was from 5 to 16 percent, depending on the type of mould.

III — *Direction of Loading :*

Some attempts were made to study the influence of the direction of loading on the strength of concrete test specimens. One of the most valuable studies made on this subject was made by A.M. Neville (11) who tested concrete cube specimens with 6 — in and 3 — in side length, the maximum size of aggregate was 3/8 in. The load on half the specimens being tested in the standard manner, the other half being loaded in the direction of casting. The results are shown in Fig. (2) as it indicated that for cohesive mixes there appears to be no significant difference either between the mean strengths or between the various samples tested in the two directions. The specimens tested in the direction of casting show a mean strength approximately 8 percent higher than the strength of similar specimens tested in the standard manner.

He concluded that specimens made of cohesive concrete and well compacted, and were tested so that the applied load is approximately uniformly distributed over the loaded surface throughout the duration of the test, the direction in which the load is applied relative to the direction of casting not expected to influence their strength.

J.W. Johnson (12) while testing cylinders cast in the direction in which the load will be applied, found the cylinders having a strength about 5 percent higher than the

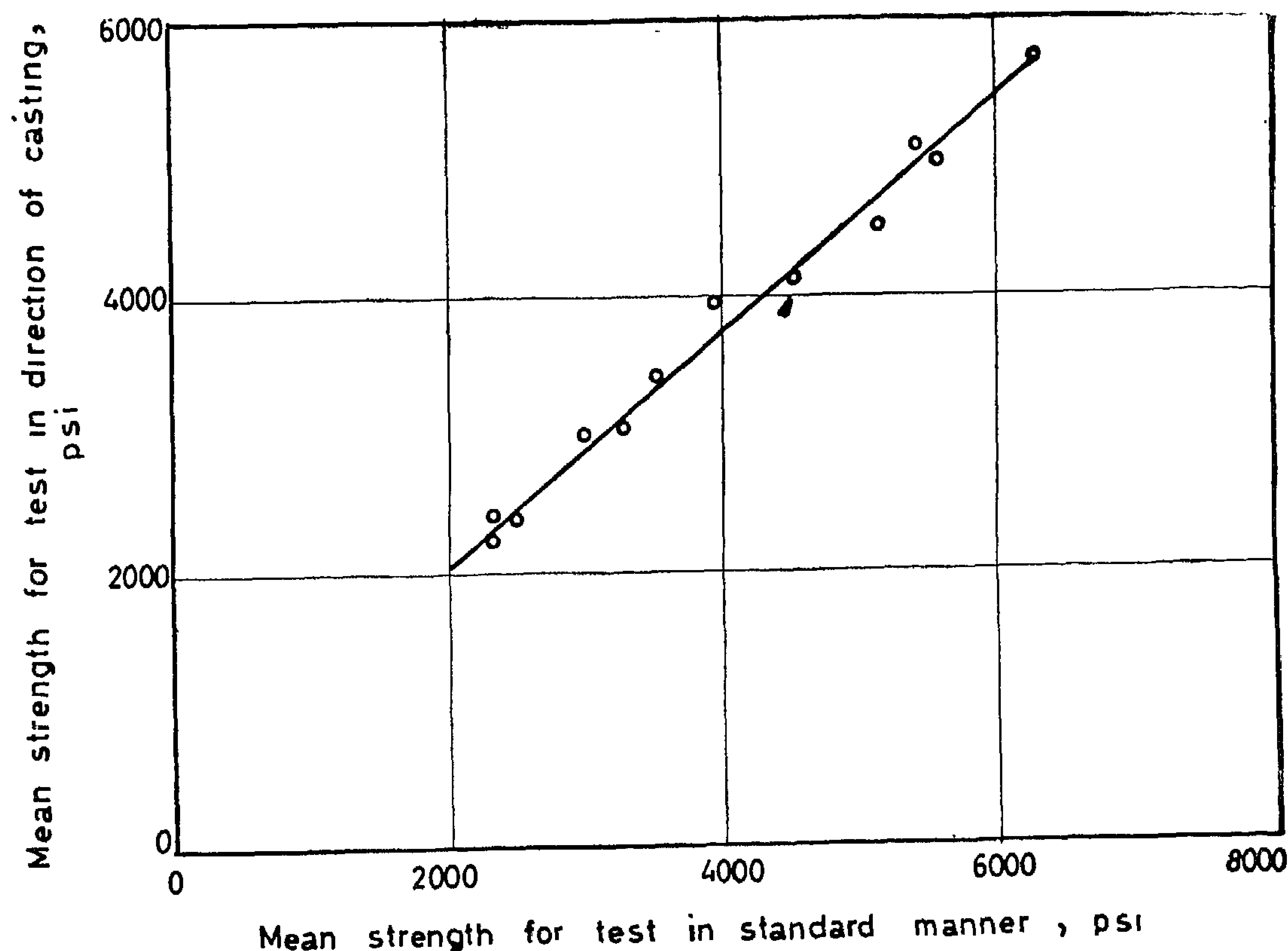


FIG. 2 – RELATION BETWEEN MEAN STRENGTHS OF CONCRETE CUBES LODED IN THE DIRECTION OF CASTING AND IN STANDARD MANNER

(A)

RELATION BETWEEN SHAPE AND SOME OF THE OTHER FACTORS AFFECTING STRENGTH OF CONCRETE SPECIMENS

The behaviour of any shape of concrete specimen under compression test is also affected by many other factors such as characteristics of aggregates, type of mould, the direction of loading, bearing conditions and the rate of loading specimen.

In the following an attempt will be made to summarize all the available previous work on the main factors which have a probable effect on the compression test of concrete specimens.

I — *Characteristics of Aggregates :*

T. Grengo (9) tested cube, cylinder and prism specimens, then he gave the following remarks :

1 — The strength decreases with increasing size of the cube, this decrease is linear in case of mortar cubes and oversanded concrete, which contains 70 percent sand and the strength relation changes to a curve for concretes with high fineness modulus.

2 — The strength percentage of both the prism and cylinder specimens decreases with increasing the fineness modulus of aggregate, the amount of decrease for equally slender specimens is greater for small specimens than for a larger one.

3 — The compressive strength for standard cylinder 6 × 12 — in varied from 84 percent to 65.2 percent of the 8 — in cube strength as fineness modulus of coarse aggregate ranged from 4.20 to 6.22 respectively.

R. Dutron (10) mentioned that the resistance of concrete prism is inferior to the resistance of concrete cube and the ratio of that resistance is not constant, the ratio varies according to the nature of raw material, its mean value being higher for certain material as dust and fine sand. He added that the differences in resistance between different concrete are much smaller and this proves that testing of prisms is more favourable for certain raw materials than others, while the increase is produced in the testing of cube specimens.

II — *Type of Mould :*

There are many types of moulds used for making compression concrete specimens, which are suitable for different shape specimens. Some investigators carried out tests using different types of moulds in order to compare their effects on the compressive strength of concrete. The main conclusions obtained are as given below :

1 — Concrete specimens made in paper moulds showed lower strength than for those made in steel moulds.

2 — At the removal of different moulds after 24 hours, it was observed that for steel moulds, tops of mould and concrete were practically flush but that for paper moulds, the paper walls protruded above the concrete and there was noticable adhesion between paper and concrete.

3 — Paraffined paper moulds with metal bottom cause greater reductions in strength than for paraffined paper moulds with paper bottom.

4 — The reduction in strength is apparently due to cracks and mechanical injuries to outer shell of concrete of the cylinder caused by movement of paper stock during the first 24 hours of curing.

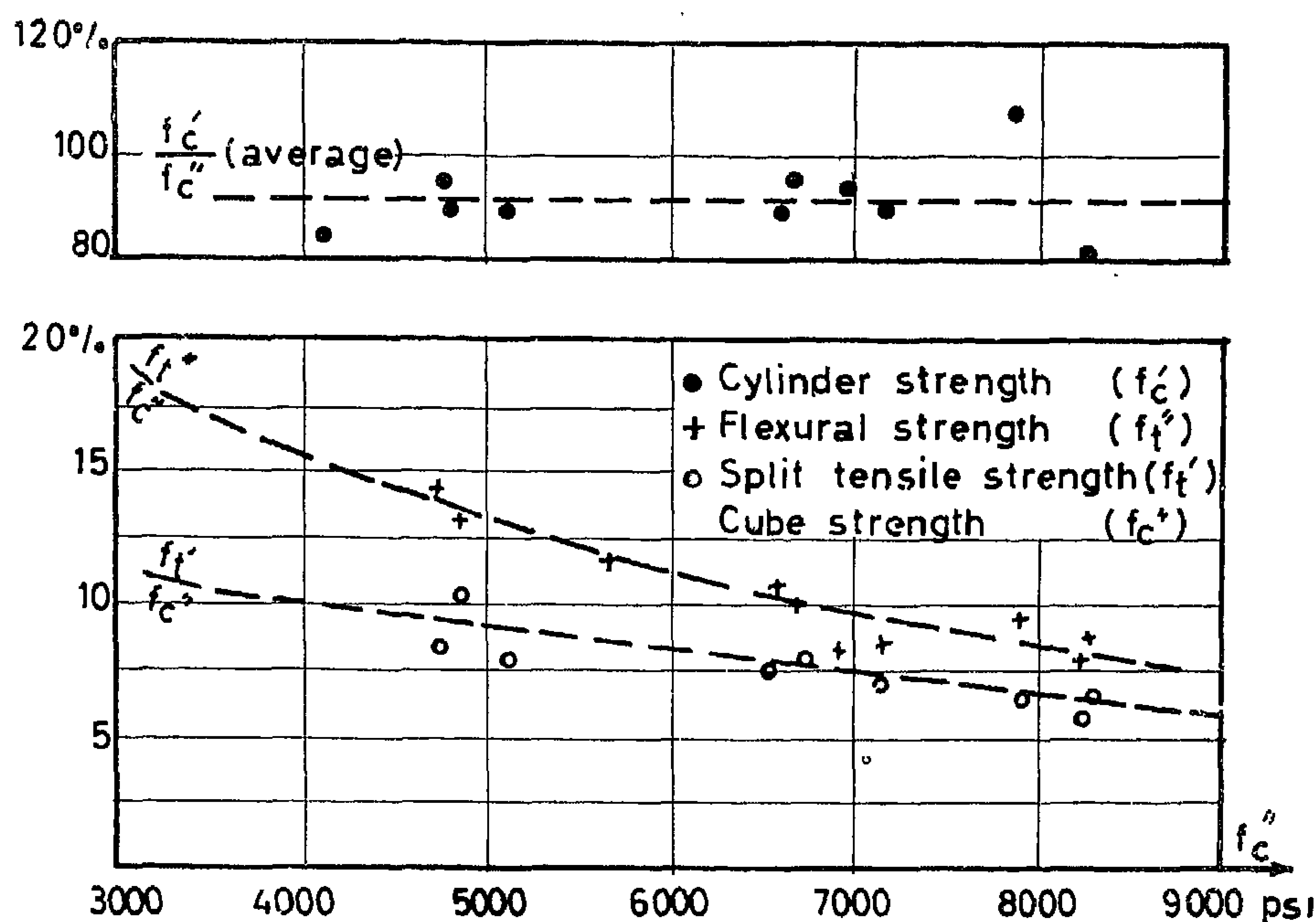


FIG. 1 _ RATIO OF CYLINDER, FLEXURAL TENSILE, AND SPLIT TENSILE STRENGTHS, RESPECTIVELY, TO CUBE STRENGTHS AS A FUNCTION OF CUBE STRENGTHS (Munich tests.)

where

R'_p = The resistance of the prim specimen

and

R'_c = The resistance of the cube specimen

P.W Abeles,[7] in discussing Thaulows' results, analysed his conclusions as follows :

1 — Comparative tests have clearly indicated that there is no direct relationship between strength properties (if there were, there would obviously be no necessity to determine in addition the cylinder or prism strength).

2 — The ratio between the cylinder or prism strength and the cube strength may normally vary between 0.6 and 0.9.

3 — There is no hard and fast rule that this ratio may depend on the strength or on the water-cement ratio, or any one factor ; it may happen that with high strength concrete of one kind the ratio is 0.9 and with that of another type it is 0.6.

4 — Cylinder specimens might be preferable to prisms since it is possible to use them also for tensile tests.

J. Vourinen[8] made some investigations while he was studying the relationship between compressive strength of cube and cylinder test specimen. He suggested a formula for conversion of compressive strengths of concrete cubes and cylinders having certain lengths and diameters. This formula is practically used. The following was suggested by him :

$$\frac{K}{S} = 1.60 \frac{S}{45}$$

where

K = The compressive strength of 20 cm cube specimen in Kg per cm^2.

and

S = The compressive strength of 15 × 30 cm cylinder in Kg per cm^2.

8 — There is a pronounced decrease in strength with increasing the height of cylinder specimen from $\frac{L}{d} = 0.5$ to $\frac{L}{d} = 4.0$.

9 — The decrease in strength for cylinders is gradual at $\frac{L}{d} < 2$.

L. Hardt[2] made a trail to investigate the effect of varying shape of specimen on compressive strength ; he tested cube and prism specimens. Then he concluded the following remarks :

1 — The strength of concrete cube specimens is bigger than that of the prism strength, for the friction force created between the two surfaces of testing machine.

2 — The relation between prism and cube strengths based on the quality of concrete strength is :

For stresses ranging from 160—400 Kg/cm^2.

Prism strength = 0.8 cube strength.

and for stresses higher than 400 Kg/cm^2.

Prism strength = 0.7 cube strength.

S. Thaulow[3] mentioned that there is no constant relationship between compressive strength of cylinders and cubes, because the size of specimen, grading of aggregates, and quality of concrete have a marked influence on this relationship.

He concluded also that neither the cylinder nor the cube gives a precise picture of the strength of the concrete in the structure, but it is generally agreed that the cylinder strength is closer to it than the cube strength, and the apparent strength of cube is increased by friction in loading surfaces between specimen and testing machine and this influence is almost eliminated when the height-width ratio of the specimen is 2, as 6 × 12 in cylinder specimen satisfactory for this condition. He added that cylinders are superior and that two decisive developments — the elimination of capping and the tensile splitting strength test — have made it important again to discuss accepting the cylindrical specimens as a universal standard.

H. Rüsch and G. Vigerust[4] made series of tests to obtain a relationship between cylinder and cube specimen results. Three classes of concrete strengths were used, 4300, 6400 and 8500 psi. The tests were made on 8 — in cube and 6 × 12 — in cylinder specimens. They mentioned that within the range of strengths studied, there is somewhat constant ratio of 92 percent, between the cylinder and cube strengths as indicated in Fig. (1).

M. Merriman[5] tested different concrete specimens having the main shapes commonly used, cube, cylinder and prism specimens. He gave the following main conclusions :

1 — The cylindrical specimens with 6 — in and 8 — in diameters and havng l/d = 2, are preferred for testing compressive strength of concrete.

2 — The prismatic shape specimens are preferred than the cube one, especially for the determination of the elastic properties of concrete.

3 — The results of tests were not appreciably affected by the size of the specimen if not too small ; it should be large enough to give a fairly homogeneous material.

4 — Small specimens seemed to show greater variation and somewhat lower values in compressive strength results than large specimens.

5 — The larger the aggregate used in concrete mix, the larger the size of specimen.

6 — The compressive strength of the cylindrical form specimen is about 80 percent of the cube form specimen.

Föppl[6] carried out tests on the effect of varying shape of test specimen on compressive strength. He tested cube and prism specimens by applying hydrostatic pressure, so as to obtain a uniform distribution of stress on the faces of the specimens. Then he obtained the following relation between cube and prism strengths :

$R'_p = 0.85 R'_c$

EFFECT OF SHAPE AND SIZE OF CONCRETE SPECIMENS ON COMPRESSIVE STRENGTH

By

Prof. Dr. AHMED A. EL ERIAN
Head of Testing Department
Cairo University.

FAROUK A. EL HAKIM
B.Sc., M.Sc. (Eng.).
Cairo University.

INTRODUCTION

There has been a considerable amount of discussion from time to time on the influence of various shapes of the compression test specimens on the concrete strength results. In particular, it has been suggested that the standard cube test used in England and some other countries represents a reliable indication of the compression strength of concrete. On the other hand the use of cylindrical test specimen is preferable in many countries such as in U.S.A., while the prism specimens are used as a standard test specimen in Switzerland.

Most of the investigators tried to compare the compressive strength results of different shapes of specimens, or to have convenient data relating them. This is probably for their importance of conversion of strength of specimens having different types, especially that there are clear differences in the testing specifications of most countries. It is only fair to note that whatever the shape of specimen used, it is quite apparent that its compressive strength is not the same as the compressive resistance of a member of the concrete structure. However, with regard to the advantages and disadvantages of any type of specimen shape there is a general tendency for selecting a shape which should be of much desired international comparison.

Therefore, a reliable relationship between the various shapes of concrete specimens were discussed and many investigations were obtained. The following review for previous studies is given :

(1)

Davis, Troxell and Wiskocil mentioned the following main conclusions :

1 — The effect of increasing the height of specimen on compressive strength was taken into consideration for cylindrical specimens where $\frac{L}{d} = 0.5,\ 1.0,\ 1.5,\ 2.0,\ 2.5,\ 3.0$ and 4.0.

2 — Prismatic specimens were of variable side lengths, but with the same ratio $\frac{L}{d} = 2.$

3 — Cubical specimens were 15 cm and 20 cm side lengths.

4 — The prism specimen 15 × 30 cm. showed lower strength than for 15 × 30 cm. cylinder specimen (prism strength = 0.93 cylinder strength).

5 — The strength of prism specimen 20 × 40 cm. is lower than the strength of cylinder specimen 20 × 40 cm. by the ratio of 91/96.

6 — The strength of 15 cm. cube specimen is slightly less than the strength of 15 × 15 cm. cylinder by the ratio 113/115.

7 — By increasing the height of cube from 20 cm. to 40 cm. the strength decreases by the ratio 96/115.

$u_1 = \pi D_1 N/60$ with the numerical values given before for the tested impellers, then S can be expressed in the form :

$$S = \frac{778}{K_1^{\frac{3}{4}} \cdot \Phi_1}$$

Although Φ_1 decreases with the increase of d_2/D_2, yet $K_1^{\frac{3}{4}} \Phi_1$ increases more rapidly, Fig. 7, with the net result of a decrease of S with the increase of d_2/D_2. This is shown in Figs. 8, 9 & 10. However, this effect is less obvious when the opening of the suction throttle valve is increased. Also the effect of speed variation on pump performance diminishes as we move towards the $\frac{3}{4}$ opening of the valve. The plotted efficiency values indicate that not only an impeller with a small vane curvature ratio has the best performance under cavitating conditions but also has the best efficiency.

Although keeping the same inlet conditions, the test results have shown that the outlet shape of impeller passages, in terms of a vane curvature ratio, affects the pump performance at cavitating conditions. These effects were more remarkable at heavy partial capacities. There was also a speed effect having favourable performance at higher speeds. The experimental results, as well as the theoretical analysis, showed that incipient cavitation would take place at an earlier stage in an impeller having a high vane curvature ratio.

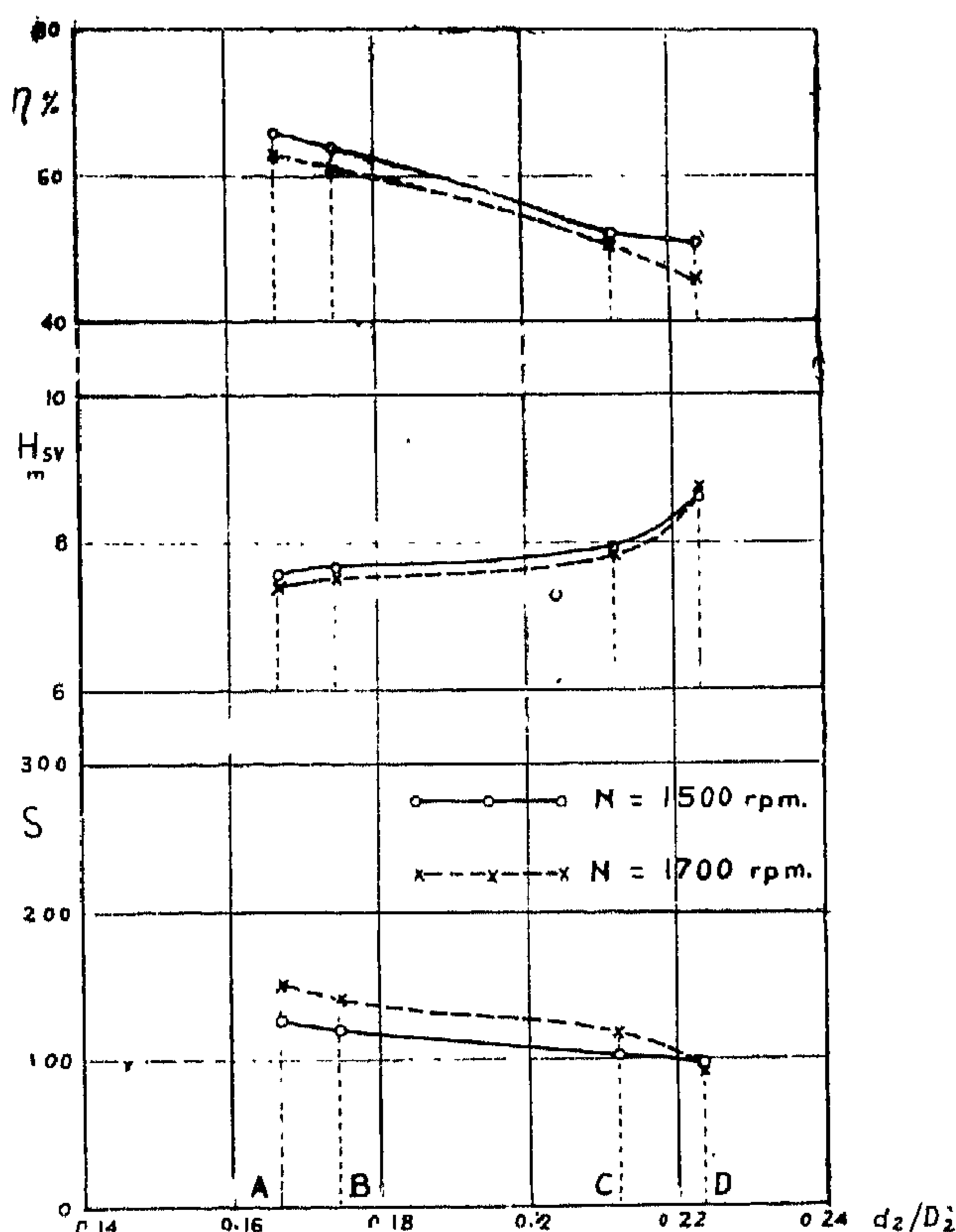


Fig. 9 - RESULTS OF CAVITATION TESTS WITH SUCTION THROTTLE VALVE 1/2 OPEN.

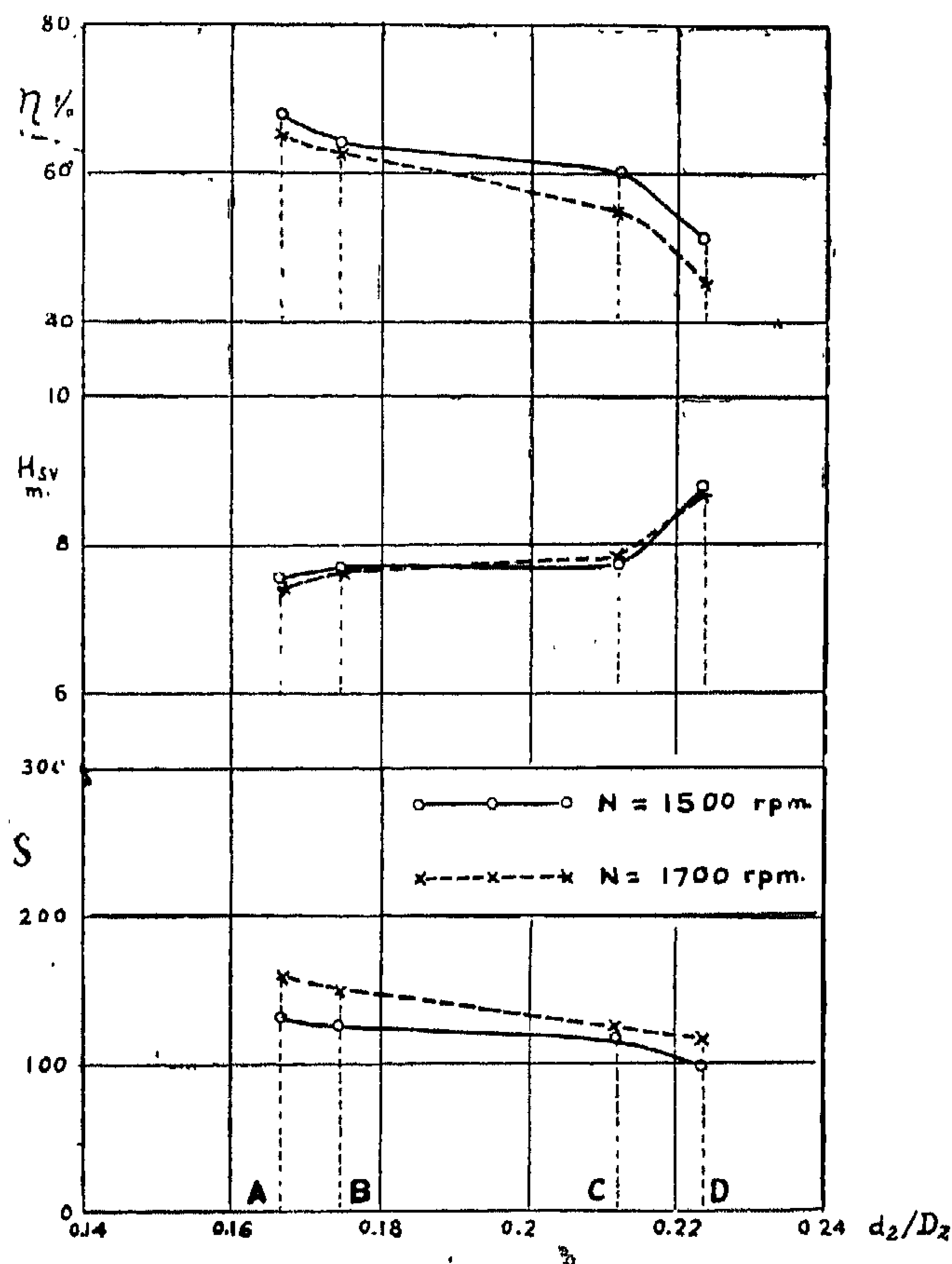


Fig. 10 - RESULTS OF CAVITATION TESTS WITH SUCTION THROTTLE VALVE 3/4 OPEN.

REFERENCES

1. G.M. Wood, J.S. Murphy, and J. Farquhar, "An Experimental Study of Cavitation in a Mixed Flow Pump Impeller" Trans. ASME, Series D, Journal of Basic Engineering, vol. 92, 1960, pp. 929-940.
2. A.J. Stepanoff and H.A. Stahl, "Cavitation criterion For dissimilar centrifugal pumps". Trans. ASME, Paper No. 61-WA-139.

Referring to Fig. 4 :

$$c_{m2} = (u_2 - c_{u_2}) \tan B_2 =$$

$$\left\{ u_2 - (c'_{u2} + \frac{u_2 \, d_2}{D_2}) \right\} \tan B_2$$

$$= u_2 \tan B_2 \left(1 - \frac{d_2}{D_2} - \frac{c'_{u2}}{u_2} \right)$$

Also $Q = \pi D_2 b_2 C_2 c_{m2} = \pi D_2 b_2 C_2 u_2$

$$\tan B_2 \left(1 - \frac{d_2}{D_u} - \frac{c'_{u2}}{u_2} \right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

Substituting by the value of Q from equation (2) in equation (1) then

$$\Phi_1 = \frac{c_{m1}}{u_1} = c_1 \left(1 - \frac{d_2}{D_2} - \frac{c'_u}{u_2} \right)$$

$$= 2.73 \left(1 - \frac{d_2}{D_2} - \frac{c'_{u\,2}}{u_2} \right) \quad \ldots\ldots (3)$$

where $c_1 = \frac{b_2}{b_1} \cdot \frac{D_2}{D_{m_1}} \cdot \frac{C_2}{C_1} \tan B_2$

2.73 for $C_1 = 0.9$, $C_2 = 0.95$.

Equation (3) shows that when d_2/D_2 increases, the value of Φ_1 or flow coefficient will decrease. Thus, for the same operating spead, cavitation would take place at a smaller discharge or at an earlier stage in an impeller having a greater vane curvature ratio. The experimental results, Fig. 7, indicate such a trend. A straight line can easily be drawn between the test points for the same opening of the suction throttle valve.

Starting with the equation of suction specific speed $S = 3.65 N Q^{1/2} / (H_{sv})^{3/4}$, thus in a manner similar to that shown in references (1) & (2), by making use of Q from equation (1) in terms of c_{m1}, substituting $H_{sv} = c^2_{m1}/2g$

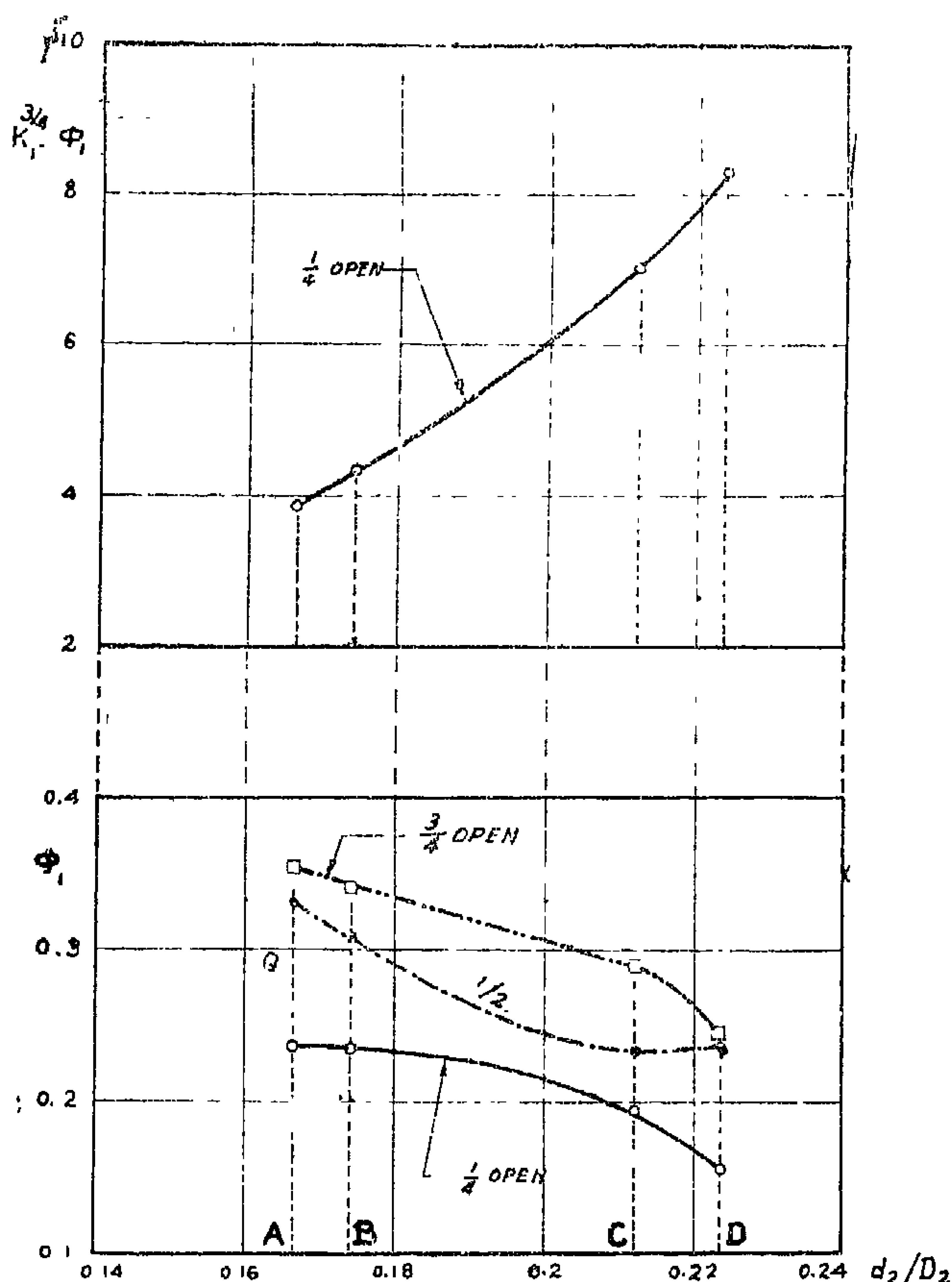


Fig. 7 - VARIATION OF Φ_1 AND $K_1^{3/4} \cdot \Phi_1$ WITH VANE CURVATURE RATIO N = 1500 rpm.

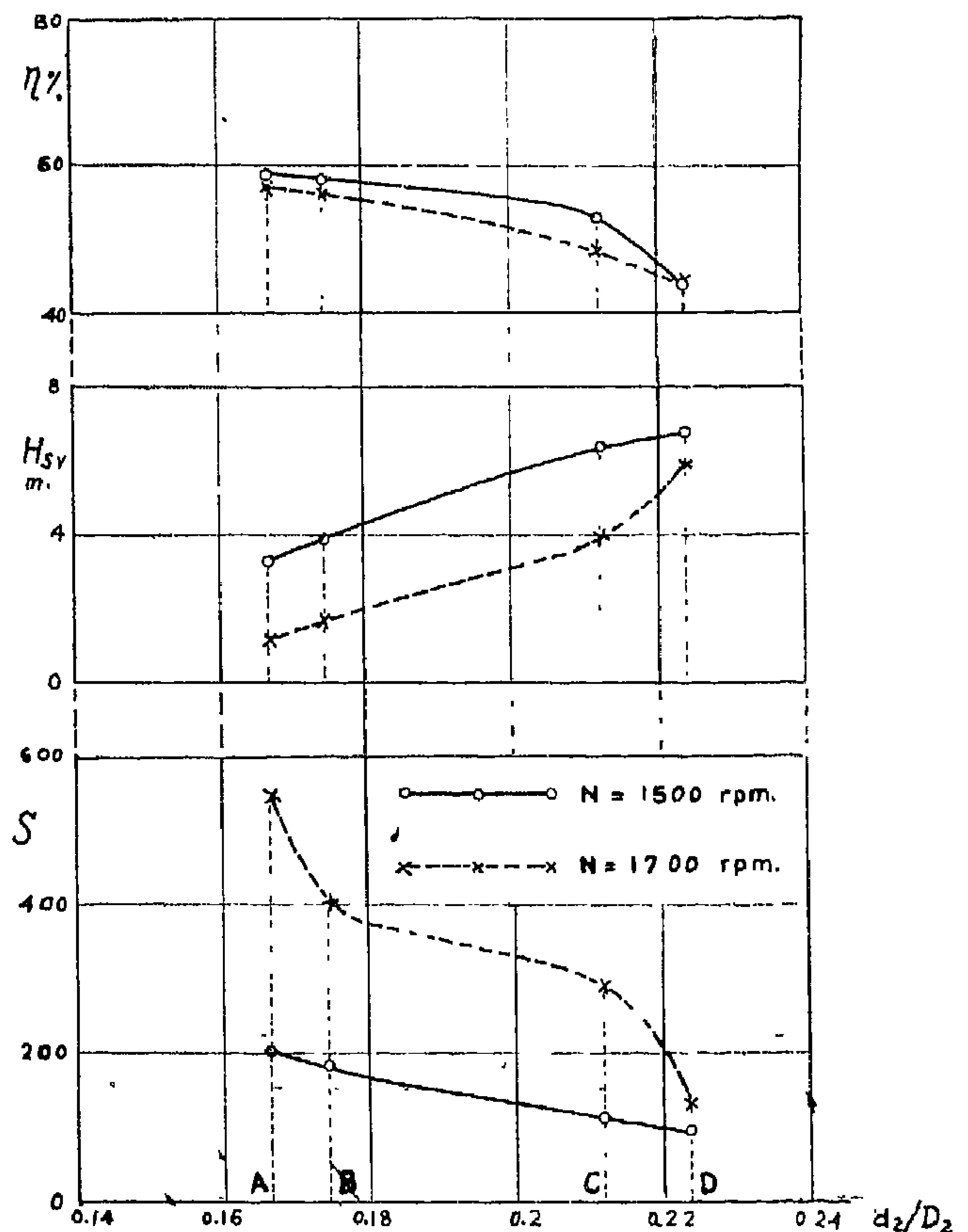


Fig. 8 - RESULTS OF CAVITATION TESTS WITH SUCTION THROTTLE VALVE 1/4 OPEN.

This may be due to better guidance of the flow for small d_2/D_2, which delayed the formation of the cavitation vapour bubbles. Also impellers having close values of vane curvature ratio (e.g. A, B as one group & C, D as another) behave nearly the same. However, this effect is remarkable at small partial capacities than at higher capacities. For these high capacities, the pump performance under cavitation conditions was nearly the same for all impellers tested.

Effect of Speed :

Comparing Figs. 5 & 6, it may be noticed that for N = 1700 rpm and for the same flow rate, the NPSH values decreased or S values increased than the corresponding values for N = 1500 rpm. This means a better operation of the pump, under cavitating conditions, when its speed in is increased. A similar result was obtained by G.M. Wood, J.S. Murphy, and J. Farquhar (1), when testing mixed flow pump impellers. This was explained by the investigators that the residence time for the cavitation bubblos in the cavitation zone is longer at the lower speed which encourages more rapid bubble growth.

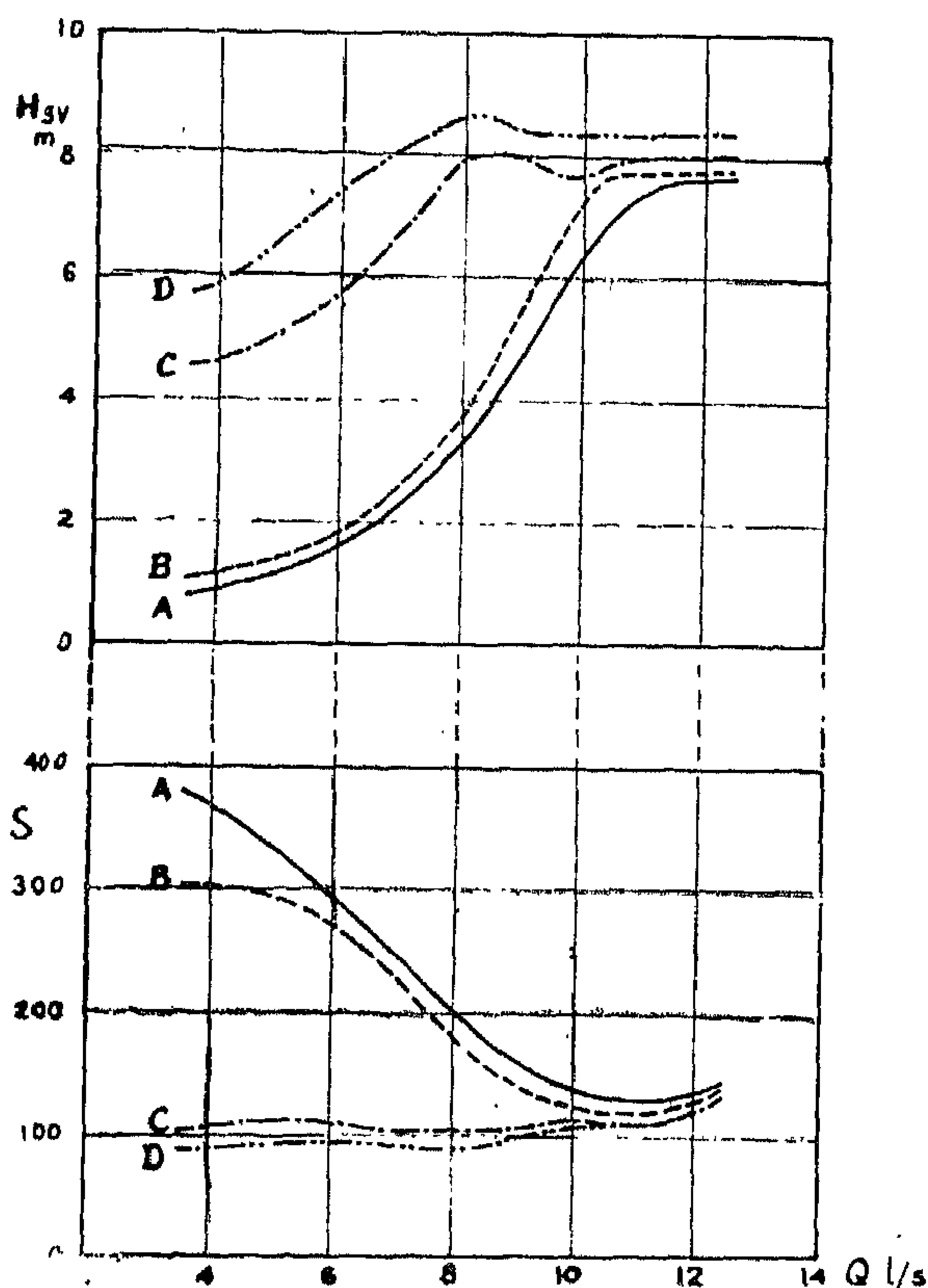


Fig. 5 - NPSH AND SUCTION SPECIFIC SPEED FOR PUMP WITH IMPELLERS A, B, C, D, — N = 1700 r.p.m.

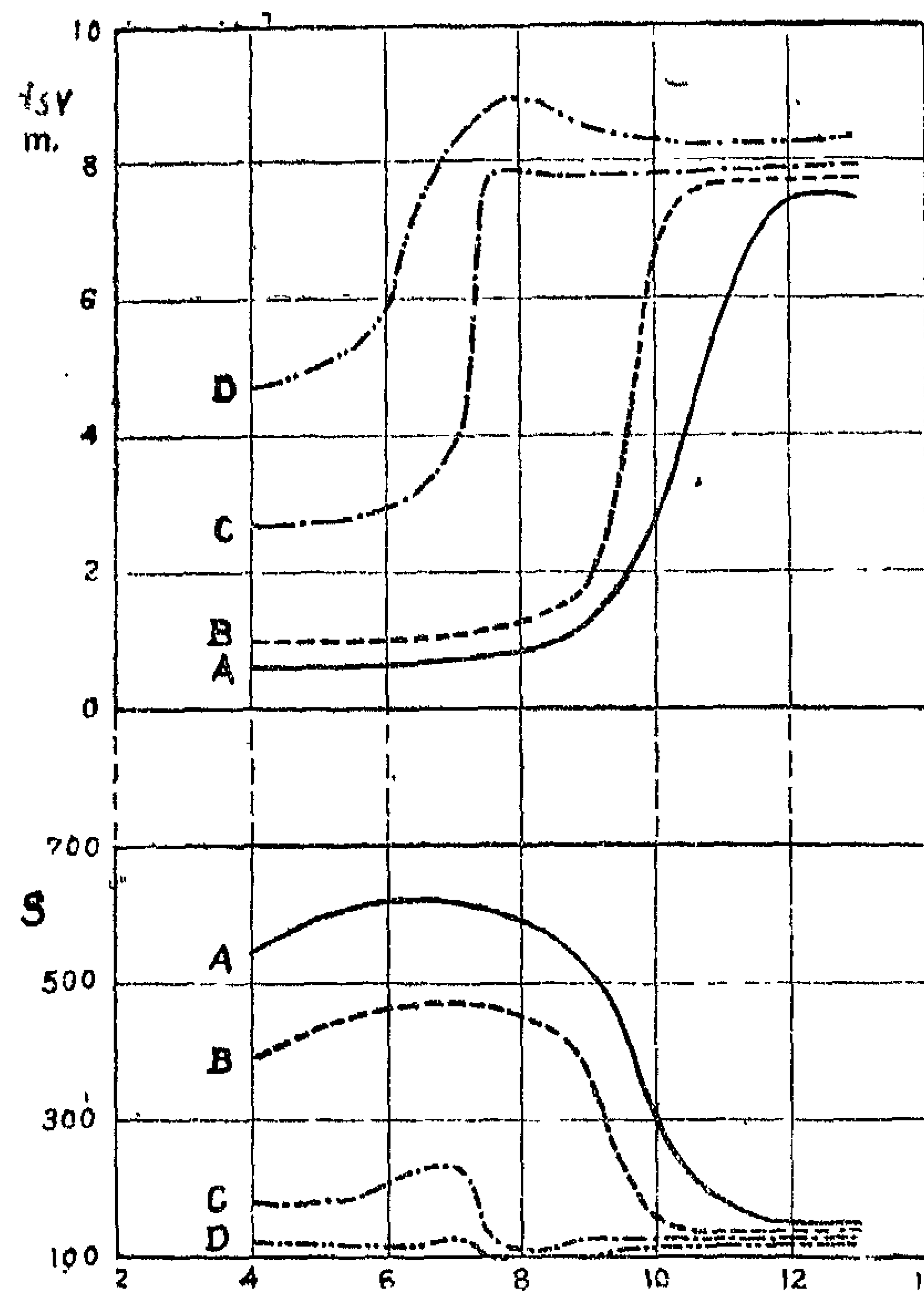


Fig. 6 - NPSH AND SUCTION SPECIFIC SPEED FOR PUMP WITH IMPELLERS A, B, C, D — N = 1500 r.p.m.

Test (B) :

Testing the pump with a fixed opening of the suction throttle valve (test b) and varying the pump discharge, made it possible to determine experimentally which impeller would show first the signs of cavitation when the pump was subjected to the same cavitating conditions. This can be explained theoretically by considering the combination of impeller inlet and outlet flow conditions. Neglecting prerotation and leakage losses :

$$\Phi_{1n} = \frac{c_{m_1}}{} = \frac{Q}{\pi \, D_{m_1} \, b_1 \, c_1 \, u_1} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

respectively. The four impeilers, referred to as A,B,C & D, have vane curvature ratios d_2/D_2 of 0.1665, 0.1743, 0.212, 9.2235, respectively. The vane profiles for the impellers are shown in Fig. 3, and the graphical representation of vane curvature ratio is shown in Fig. 4.

To obtain the noncavitating pump performance at a low suction lift, the speed war kept constant at 1500 & 1700 rpm, and the test procedure for the four impellers was carried cut by keeping valve V_1 fully open and regulating the discharge with valve V_2. For the cavitation test, the following procedure was followed :

a — Keeping the speed and discharge constant, the usual cavitation test was performed by varying the suction lift.

b — Throttling the suction line by partial openings of valve V_1 (e.g. valve $\frac{1}{4}$ open) and keeping the speed constant, the pump was retested by varying the discharge from zero to maximum by means of valve V_2. All impellers were tested with the suction throttle valve $\frac{1}{4}$, 1/2, and $\frac{3}{4}$ open. The reason for this test will be shown later in the discussion of test results.

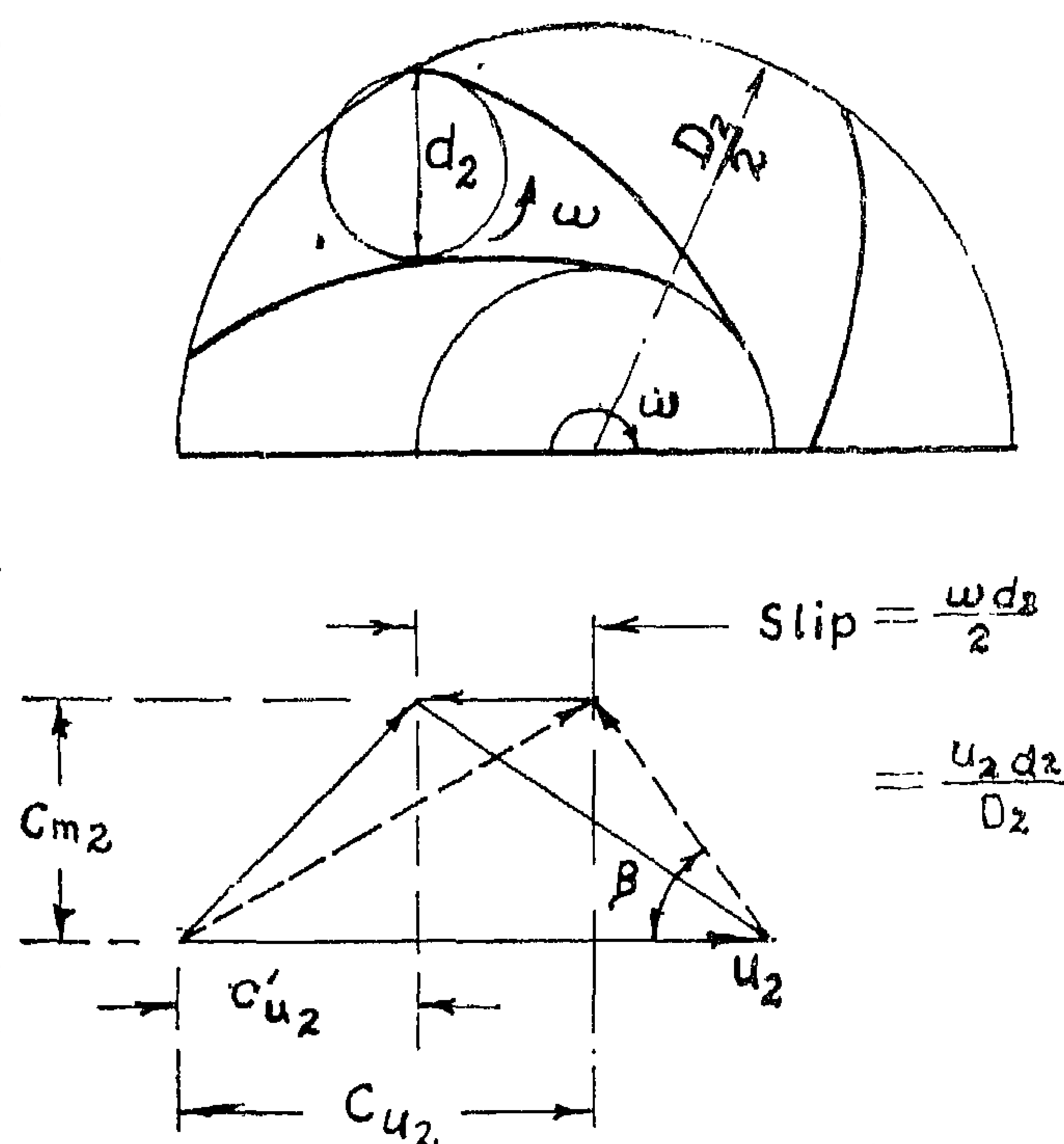


Fig. 4 - REPRESENTATION OF VANE CURVATURE RATIO AND SLIP.

TEST RESULTS

Values of the net positive suction head for incipient cavitation are taken at points where the cavitating head first drops and departs from the noncavitating value. This was followed by a positive identification of the sudden head drop and the nearly constant value of the angle of twist read on the vernier of the torsion meter. The results of cavitation tests for impellers A,B,C,D for case (a) above are shown in Figs. 5 and 6 for the two tested speads of 1900 and 1700 rpm. Corresponding values of suction specific speed S are also calculated and plotted on the same figures.

For the test (b), mensioned before, values of NPSH and corresponding values of S are plotted against the vane curvature d_2/D_2 as shown in Figs. 8,9 and 10 for the two operating speeds. Also the values of pump efficiency at cavitation inception are included.

DISCUSSION OF RESULTS

Effect of vane curvature ratio :

From Figs. 5 & 6, nearly over the entire flow range covered by tests, impeller A has the least values of NPSH. This means that the smaller is the vane curvature ratio for a given impeller, the smaller will be the value of NPSH. This was obtained by having the same inlet blade angle and vane blockage effect.

INTRODUCTION

Cavitation studies in centrifugal pump impellers have concentrated on the impeller inlet portion. This was based on the established fact that cavitation effects start in the vicinity of the impeller entrance vane tips. However, experimental tests showed also the existence of reverse flow from the cuter portions of the impeller to the suction side, thus affecting impeller performance at cavitating conditions. This also indicates that the outside shape of impeller passages between the vanes may have a considerable effect on the pump performance at these conditions.

This investigation is mainly concerned to show the effect of the impeller vane curvature, in terms of a dimensionless vane curvature ratio, on the pump performance with the inlet and outlet impeller vane angles kept constant. This was done by means of four radial-flow impellers designed to fit the volute casing of a commercial pump. Tests were run at two different speeds for noncavitating and cavitating conditions.

APPARATUS AND EXPERIMENTAL PROCEDURE

The test apparatus consits of a commercial radialflow centrifugal pump ($N_s = 56$), Fig. 1, driven by a 25 h.p. d.c. motor.

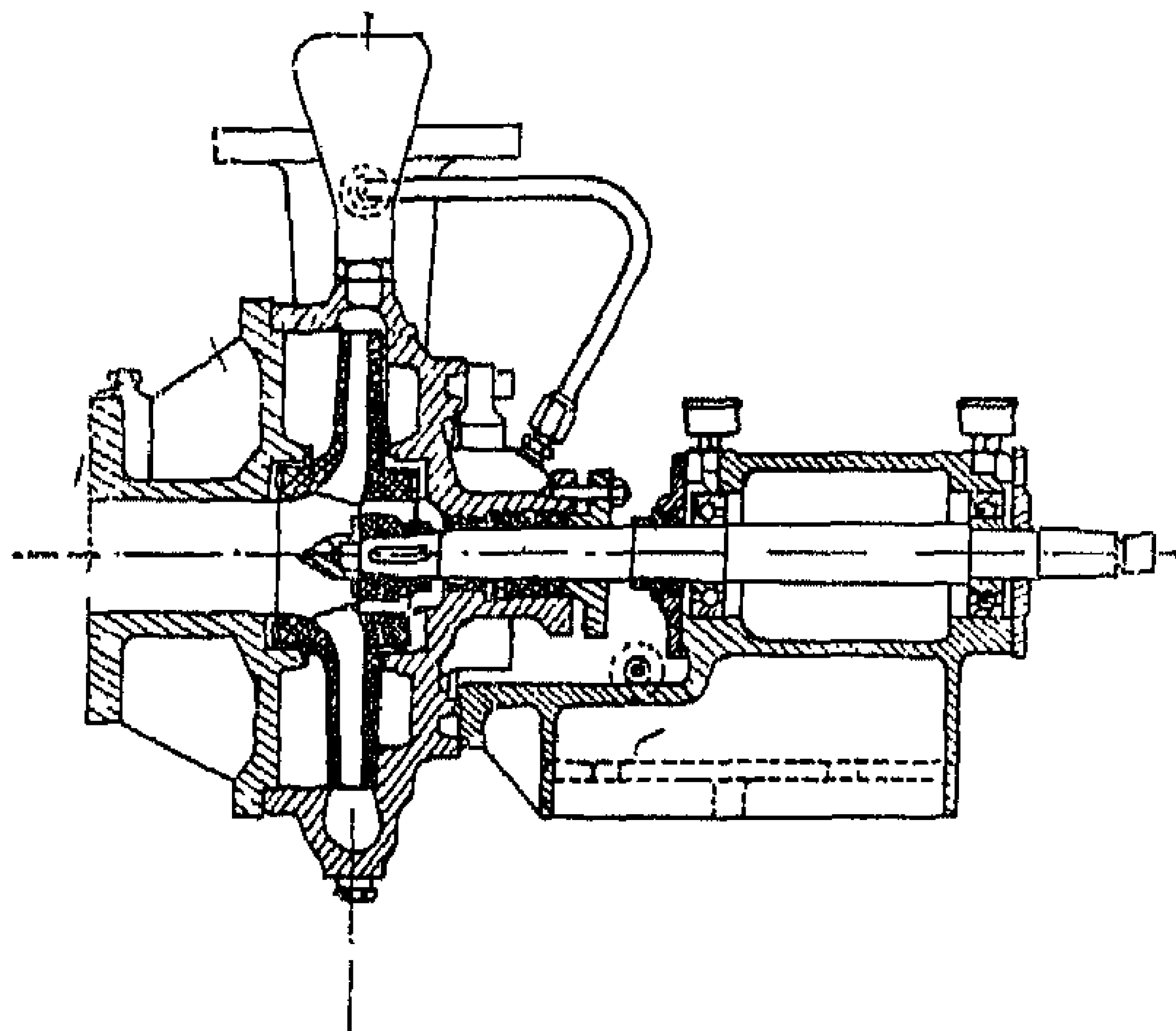


Fig. 1 - TEST PUMP

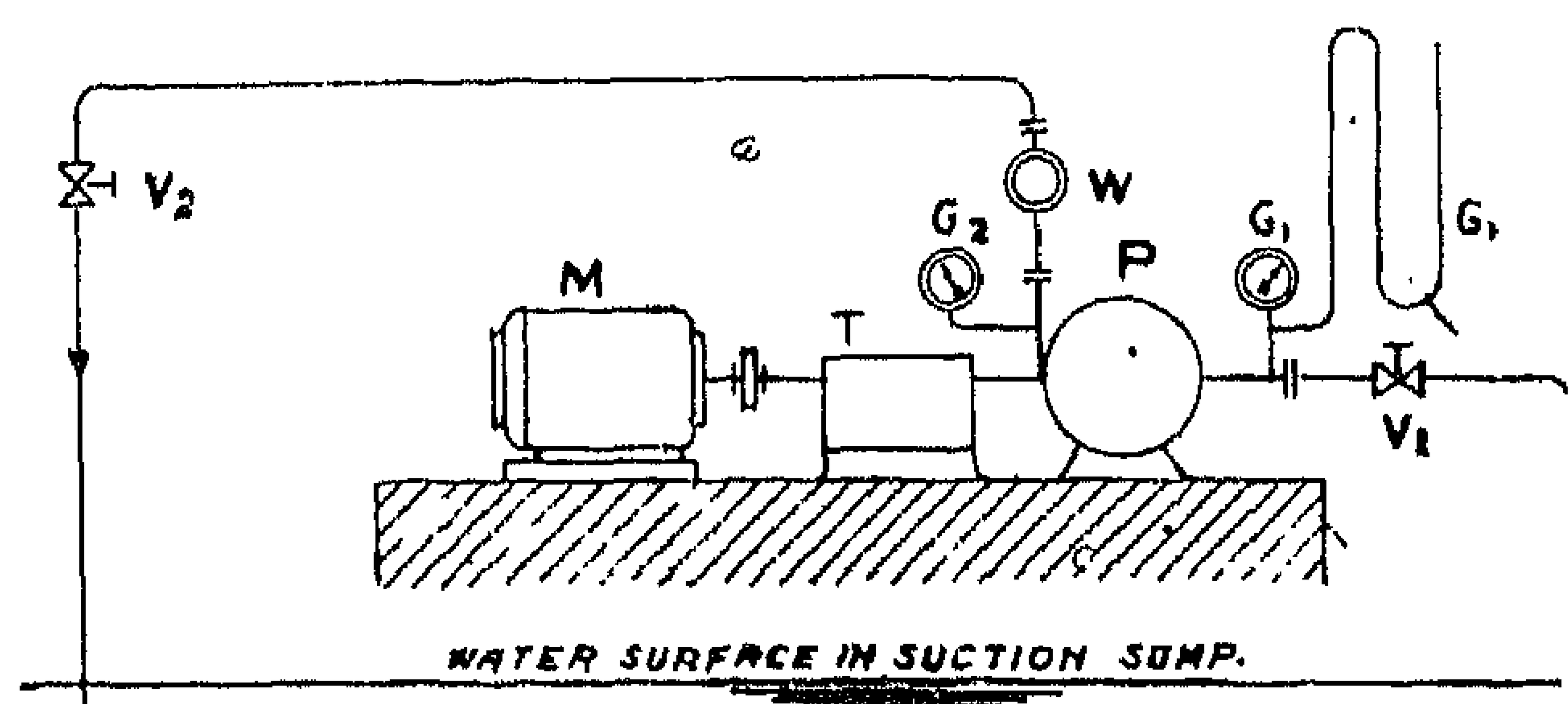


Fig. 2 - LINE DIAGRAM SHOWING THE TEST LOOP.

The test loop, Fig. 2, consists of the pump P driven by the electric motor M, with a torsion meter T in between. The pump head is measured by means of a vacuum gauge G_1 checked by a mercury U-tube manometer G'_1, and a pressure gauge G_2. The pump discharge is measured by a precalibrated flow meter W. A throttle valve V_1 is connected to the suction line and a regulating valve V_2 is connected to the pipe line on the pump delivery side. Each of the four impellers tested has five vanes. mean inlet and outlet diameters of 67, 264 mms., inlet and outlet widths of 34, 14 mms., and cutlet vane angles of 15 and 22 degrees,

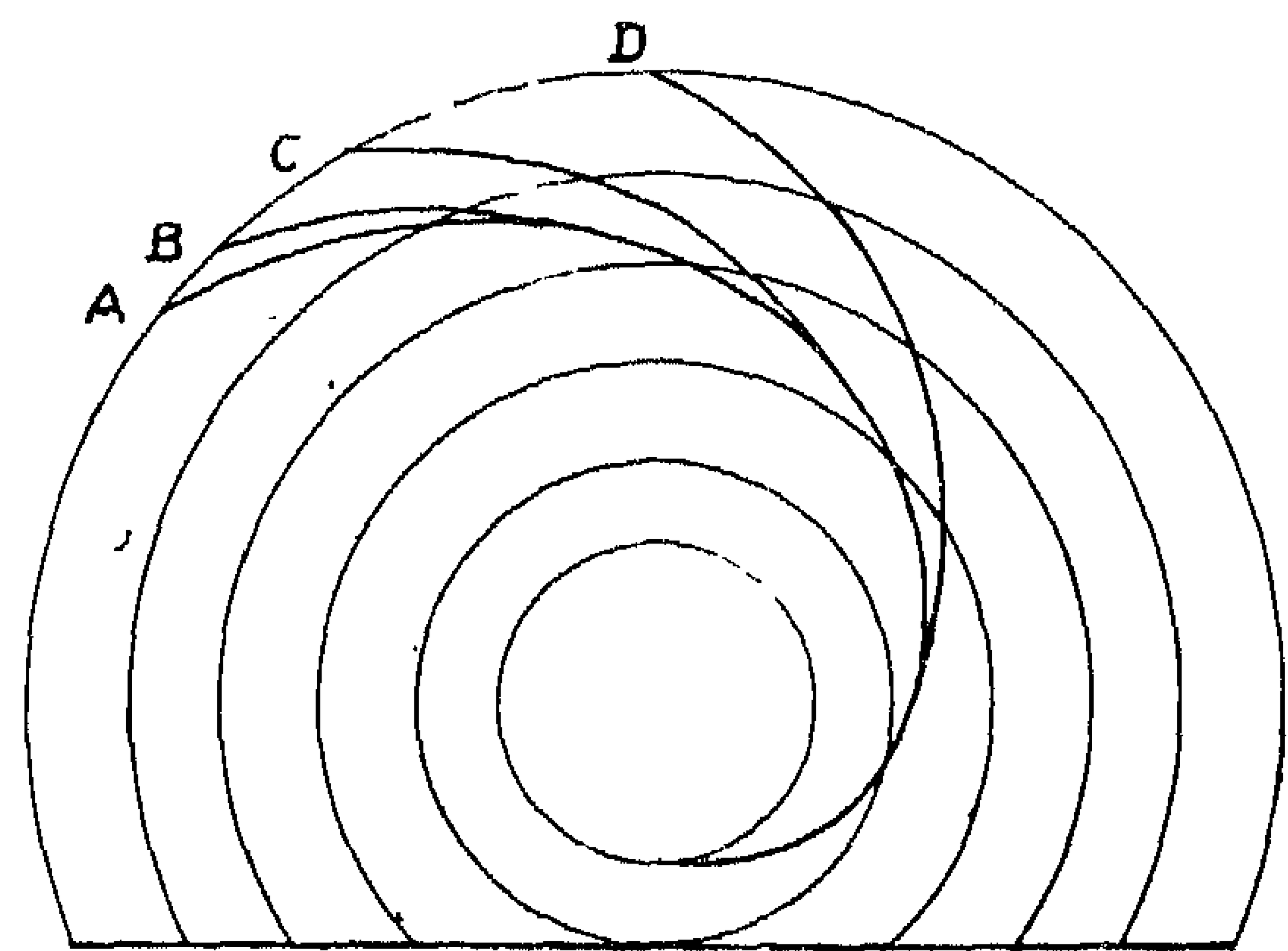


Fig. 3 - VANE PROFILES FOR IMPELLERS A, B, C, D

SOME FACTORS AFFECTING PERFORMANCE OF RADIAL-FLOW PUMP IMPELLERS AT CAVITATING CONDITIONS

by

AHMED M. ELSIBAIE
Ph.D., Assistant Professor
of Hydraulic Machinery
Ein Shams University, Cairo, U.A.R.

SYNOPSIS

It was found experimentally that the cut-side shape of impeller passages between the vanes affected remarkably the performance of radial-flow pump impellers at cavitating conditions. This was obtained by means of four impellers having different vane curvature but the same inlet and outlet vane angles. The impellers were tested in the same volute casing. Tests were run at two different speeds. The increase of speed improved the pump performance.

Another cavitation test was performed to indicate which impeller would show first the signs of cavitation. A theoretical explanation is included to support the experimental results.

NOMENCLATURE

Q = Pump discharge, cu. m. per sec.

= Pump efficiency.

N = Pump speed, rpm.

B = Suction specific speed.

S = Peripheral velocity.

c_m = Meridional velocity.

= c_m/u = Flow coefficient.

c_u, c'_u = Theoretical and actual tangential components of absolute velocities, respectively.

H = Pump head, m.

h_a = Atmospheric pressure head.

h_{vp} = Vapour pressure head.

h_{ss} = Static suction lift.

h_{ls} = Losses in suction pipe.

K_1 = Contraction coefficient due to vane thickness.

H_{vs} = NPSH = Net positive suction head, m.
$= h_a - h_{vp} - h_{ss} - h_{ls}$
$= K_1 c^2_m / 2g$ for incipient cavitation.

b = Impeller width.

D = Impeller diameter.

D_m = Impeller mean diameter.

d = Vortex diameter.

d/D = Vane curvature ratio, dimensionless

B = Impeller vane angle.

C = Cavitation index, dimensionless.

S $= 3.65\ N\ Q^{\frac{1}{2}} / H^{\frac{3}{4}}_{sv}$
= Suction specific speed.

N_s $= 3.65\ N\ Q^{\frac{1}{2}} / H^{\frac{3}{4}}$
= Pump specific speed.

Subscripts : 1 Impeller inlet.
2 Impeller outlet.

If the exact content of the radicactive elements in the rocks are included in the formula more accurate results will be reached. Gases younger than middle Miocene are not possibly formed after the formation of the Evaporite series and the further penetration through these thick impermeable layers, inspite of the fact that indication of oil and gases are detected in Pliocene deposits in some oilfields.

From the above, it may be argued that oil and gas were not formed before the Miocene and continued their formation during later periods.

The present work still awaits more details, and further analysis of gases are required in order to elucidate the true age of oil and gases in the Gulf of Suez. At this present stage of investigation, the author intends to give only an approximate age. It is hardly impossible to assign a definite age.

This result was also reached by Soliman, Faris and Hassan (1965). These workers in course of their study of the oil of Eocene deposits mentioned that "the present oil-bearing Eocene zones in some of the Gulf fields are but the results of past Eocene, most probably Miocene, migration and accumulation and possibly origin" (1965, pp. 25).

Conclusion :

It is the present authors' idea, that the age of oil in the Gulf of Suez may be of middle Miocene and further, that its formation took place after the deposition of Gharandal series. The following facts may support such an idea :

a) In the Permian, Triassic and Oligocene ages in the Gulf area continental conditions were dominant and favourable for the decomposition of early formed oil.

b) In Ras-Gharib oilfield there are two large faults which limit the field from west to south. These two faults are Miocene age (Ezzat, 1957) i.e. We can say that the formation of oil traps took place during the Miocene. In other oilfields the same thing occurs.

REFERENCES

1. Ezzat, M.A. : Review of Ras-Gharib subsurface structure, 1957 (General Oil Company.
2. Kozolov, A.L. : Problems of geochemistry of natural gases, 1950 (In Russian).
3. Mitin, M.N. : Means of calculation of the age of underground water by content of rare gases. Work All-Union Scientific Researches Institute, 1956 (In Russian).
4. Savchenko, V.P. : Question about geochemistry of helium "Natural gases", 1953, No. 9, (In Russian).
5. Savchenko, V.P. : Laws governing the liquid system, gases and their application for clearing genesis of natural gases, "Natural gases", 1236, No. 11 (In Russian).
6. Soliman, M. Soliman, Mohamed I. Faris and Mohamed F. Hassan. Geologic setting of the Gulf of Suez province during thee Eocene period. Fifth Arab Petroleum Congress, 1965.
7. Vischer, A. : Stratigraphy and Structurall Interpretation of Hurghada oilfield, 1949 General Oil Company (G.O.C.).

ζ — age of water ;

He — helium content in cm^3 in one cm^3 underground water ;

U and Th — content of U — 238 and Th — 232 in gm in one gm of rocks ;

m — porosity of rock deposits in part per unit ;

d — specific weight of rocks in gm/cm^3 ;

j — coefficient of return of helium from rocks to underground water in part per unit ;

E — correction for the loss of helium from underground water in atmosphere as a result of diffusion.

Results :

The complete analysis of the gases collected from the Gulf of Suez showed that they are mainly composed of methane from 45 % to 61,9%. The remainder are heavy hydrocarbons. Special analysis was done for the determination of helium and argon content.

Helium content ranges from 4.10^{-4}% to 2.10^{-2}%.

Argon content ranges from 0,05% to 0,12%.

From the table it is obvious that more older gases increase by somewhat ten million years. This age, more or less corresponds to the middle Miocene within the limit of the accuracy of determination and within the limits of the formula itself, because we have taken a mean for the concentration of uranium and thorium.

Table : The Age of gases as determined by the $\frac{He}{Ar}$ ratio.

Oilfield sampling and depth in meters	Geologic Age	$\frac{He}{Ar}$	Age in 10^6 year $t = \frac{He}{Ar} 25.10^6$	The age as calculated from the geochronological table in 10^6 year
Ras-Gharib well No. 78 611-714,7	Nubian S.S. "D" series	$\frac{0,02}{< 0,025}$	> 10	From 475 to 546 (if we consider that the Nubian sandstone of Cambrian age) or from 241-281 (if we consider that the Nubian sandstone not order that the carboniferous).
Ras-Gharib well No. 79 492,5-527,3	Nubian S.S. "C" series	$\frac{4.10^{-4}}{10^{-2}.5}$	0,2	
Ras Bakr (General)	Nubian S.S. Up. Cretaceous	$\frac{4.10^{-3}}{10^{-2}.12}$	0,833	At the end of upper cretaceous about 71-96 till the end of Eocene 56-66.
Hurghada (General)	Nubian S.S. and Middle Miocene	$\frac{7.10^{-3}}{10^{-2} < 5}$	> 3,5	Up till the end of middle Mioecene about 20-25.
Kareem (General)	Lower Miocene Eocene Upper Cretaceous	$\frac{1.10^{-3}}{10^{-2}.10}$	0,25	Till the end of Miocene about 26-31 ; till the and of Eocene about 56-66 ; till the end of Upper Cretaceous 71-96.

of low permeability as the Globiferina marls i.e. the migration through Carboniferous shales is ruled out.'

The present author in course of a detailed study arrived at a solution of the problem of the age of oil by determining the amounts of decomposition of radioactive elements in free gases. Five samples were collected from different oilfields — Ras-Gharib, Kareem, Ras-Bakr and Hurghada in 1963. The underground water from the same horizon is used to be replaced by gases in a bottle with enough water which is then waxed and kept up-side-down. In oilfields where it was difficult to get underground water ($< 0,1\%$) at the time of sampling as for example in Ras-Bakr and Kareem oilfields, the surface waters of the Gulf were used, a precaution done to keep the composition of gases unchanged. Complete analysis for these gases was undertaken in the Institute of Nuclear Geophysics and Geochemistry in Moscow.

The method of determining the age described in the present study is based on the principles that with depth, the gases are enriched in helium which is formed from the decomposition of radioactive elements.

If the uranium and thorium contents in rocks in which the gas is captured are known and the percentage of evolved helium from the rocks in gases (Ke) is calculated then, by the ratio between the quantity of helium (free or dissolved in oil) and the content of radioactive elements in the rocks, the age of gases may be determined by the following equation :

$$t = \frac{He}{(11.10^{-8}\ U + 2,4.10^{-8}\ Th)\ Ke\ (1-D)\ \frac{P}{P}} \text{ year} \quad \ldots\ldots (a)$$

where

D — Coefficient of diffusion, determining the loss of helium from oil to the surrounding rocks ;

P — Density of rocks gm/cm^3 ;

P — Porosity of rocks ;

Ke — is taken as 0,6 (60%), coefficient of diffusion D as 0,75 (75%).

V.P. Savchenko calculated the rate of accumulation of helium in one cm^3 of liquid (oil and water) per year to be equal to 3,4 10^{-12}. The amount of argon was taken as constant in the atmosphere by the formula below :

$$\frac{He}{Ar} = \frac{3.4\ .\ 10^{-12}}{3.9\ .\ 10^{-4}\ t} \quad \ldots\ldots (b)$$

$$t = \frac{He}{Ar}\ .\ 115.10^{6} \text{ year} \quad \ldots\ldots (c)$$

In formula (c), He and Ar content are in dissolved gases and not in free gases. V.P. Savchenko suggested another formula on the basis that Ke is only 20% and not 60%. His formula is as follows :

$$t = \frac{He}{Ar}\ 77.1\ \ 10^{6} \text{ year} \quad \ldots\ldots\ldots (d)$$

For the age determination of free gases by the helium and argon content, one must calculate the difference between the coefficients of dissolving helium and argon in water. The ratio of these coefficients is

$$\frac{0,0091}{0,0418} = 0,218$$

Formula (c) for free gases will be as follows :

$$t = \frac{He}{Ar}\ .\ 115.10^{6}\ .\ 0,218$$

$$= \frac{He}{Ar}\ 25.10^{6} \text{ year} \quad \ldots\ldots (e)$$

However, this last formula is the one used by the present author (see table).

M.N. Mitin (1956) suggested more complicated formulae. His formula for the age of underground water by calculating the content of helium in gases dissolved in such water, is as follows :

$$\zeta = 1,515\ .\ 10^{10}\ 1\ g \left(1 + \frac{1,23288\ .\ 10^{-3}\ He}{(\frac{1-m}{m})\ d\ j\ E\ (U + 0,27\ Th)} \right)$$

AGE DETERMINATION OF OIL BY He/Ar RATIO IN GASES IN THE GULF OF SUEZ

By

NASRY ZAKY BISHAY

Abstract :

The age of oil in the Gulf of Suez was determined by the He/Ar ratio in gases accompanying oil. Samples were collected from Ras-Bakr, Ras-Gharib and Hurghada oil fields. The results of the chemical analysis showed that the age of oil is not older than middle Miocene.

Introduction :

For the age determination of gases accompanying oil, the idea of using radicactive disintegration was suggested by V. Baranov in 1927 on the principle of studying the relation between mezothorium and radium.

V. Savchenko (1935-1936) and Kozolov (1950) solved the problem of the determination not by the direct radioactive methods, but by using the productis of radioactive decomposition and in the first place helium. The relation between gases of radioactive origin (helium) to gases of atmospheric origin (argon) is a good indicator for the age determination.

The age of these gases which accompany oil has never been studied before. The problem of determining the age of gases also certainly throws some light on the age of oil accompanying it.

General discussion :

The present paper deals with the age of oil in the Gulf of Suez, U.A.R. which was given previously in unpublished form by A. Visher (1949) while discussing the Hurghada Oilfield. He considered that oil in the Gulf of Suez is of Miocene age. His suggestion was given on the following basis :

a) the erosion of the pre-Miocene surface leads to the decompcsition of older formed oil ;

b) the oil was formed in Globigerina marls — as a mother rock — of middle Miocene age and its migration in older desposits ;

c) in other places other than the Gulf of Suez the Miocene section does not contain a thick layer of shales and Evaporite series — as a cap rock.

Meanwhile the same author did not exclude the possibility that the oil in the Gulf of Suez may be older than Miocene and might be of Paleozoic age. He noted that the Carboniferous shales may also serve as a mother rock for the formation of oil. His suggestion of an older age than Miocene is based on :

a) that the period of erosion did not cause the complete decomposition of oil ;

b) that in other places as in Abu Roash near Cairo, oil was found (but not of economic interest) in rocks older than the Miocene

It is evident from the above that Visher first suggested the possibility of the formation and migration in Carboniferous shales, meanwhile he excluded its origin from the Globigerina marls ; but it is known that Carboniferous shales have the same characteristics

The basic infiltration rate Io, and the infiltration factor k should be known beforehand for the soil under consideration since they are properties of the soil and can be determined by a pan experiment or any other suitable method.

The equation therefore reduces to a relation between the time of irrigation t and the size of stream q necessary for efficient irrigation. Choosing a suitable time t according to rotation arrangements, the size of the stream is readily determined. As an example if a minor plot Fig. (7) of area 420 m^2 is irrigated in 20 minutes, then on the assumption of basic infiltration Io, and infiltration factor k to be 0.01 m/hr and 0.075 m respectively Ψ will be 0.045. Accordingly from equation (15), Φ will be 1.10 which gives a value for the stream size $q = 104$ m^3/hr.

REFERENCES

1. Wayne D. Criddle, Sterling Davis, Claude H. Pair and Dell G. Scheckley : "Methods for evaluating Irrigation Systems". Agricultural Handbook No. 82, soil conservation service, U.S., Department of Agriculture, 1956.

2. Jerzy Ostromecki : "Method of computing the Border Flow Irrigation System". International Commission on Irrigation and Drainage. Annual Bulletin 1960.

3. Orson W. Israelson : "Irrigation Principles and Practices", Second Edition, Wiley and Sons Co., New York, 1953.

4. Lewis and Milne : "Analysis of Border Irrigation", Report, 1938.

To arrive at this state of efficient irrigation, the present work as finalized into equation (15) may be applied to the previously described system of planning of newly reclamed areas.

Application of Theory to Plots :

Since, increasing the number of minor plots will decrease levelling cost, the major plots are subdivided by perpendicular levees into a convenient number of minor plots in the direction of contour lines. This will reduce excavation according to the previous discussion by a ratio

$$= \frac{\text{Width of minor plot}}{\text{Width of major plot}}$$ which may, in favourable conditions, render excavation to nill or to an amount left to be levelled by the farmer himself Fig. (7). To demonstrate the saving in excavation by this arrangement, consider a major plot 210 × 120 meters (about 6 feddans) with a difference in elevation of 1.20 m. between highest and lowest ends and that it is levelled in one piece. The volume of excavation in this case will be 600 m^3/feddan. If this plot is subdivided into 60 equal minor plots 35 × 12 ms each Fig. (7), the volume of excavation will equal 600 × 12/120 = 60 m^3/feddan which can be left to levelling by the farmer

Once the area of plot A is determined for minimum levelling cost, equation (15) can now be used, to obtain efficient application of irrigation water, therefore

$$\Psi = 0.95\ \Phi - 1.0$$

where $\Psi = \frac{Iot}{k}$ and $\Phi = \frac{q\,t}{A\,k}$.

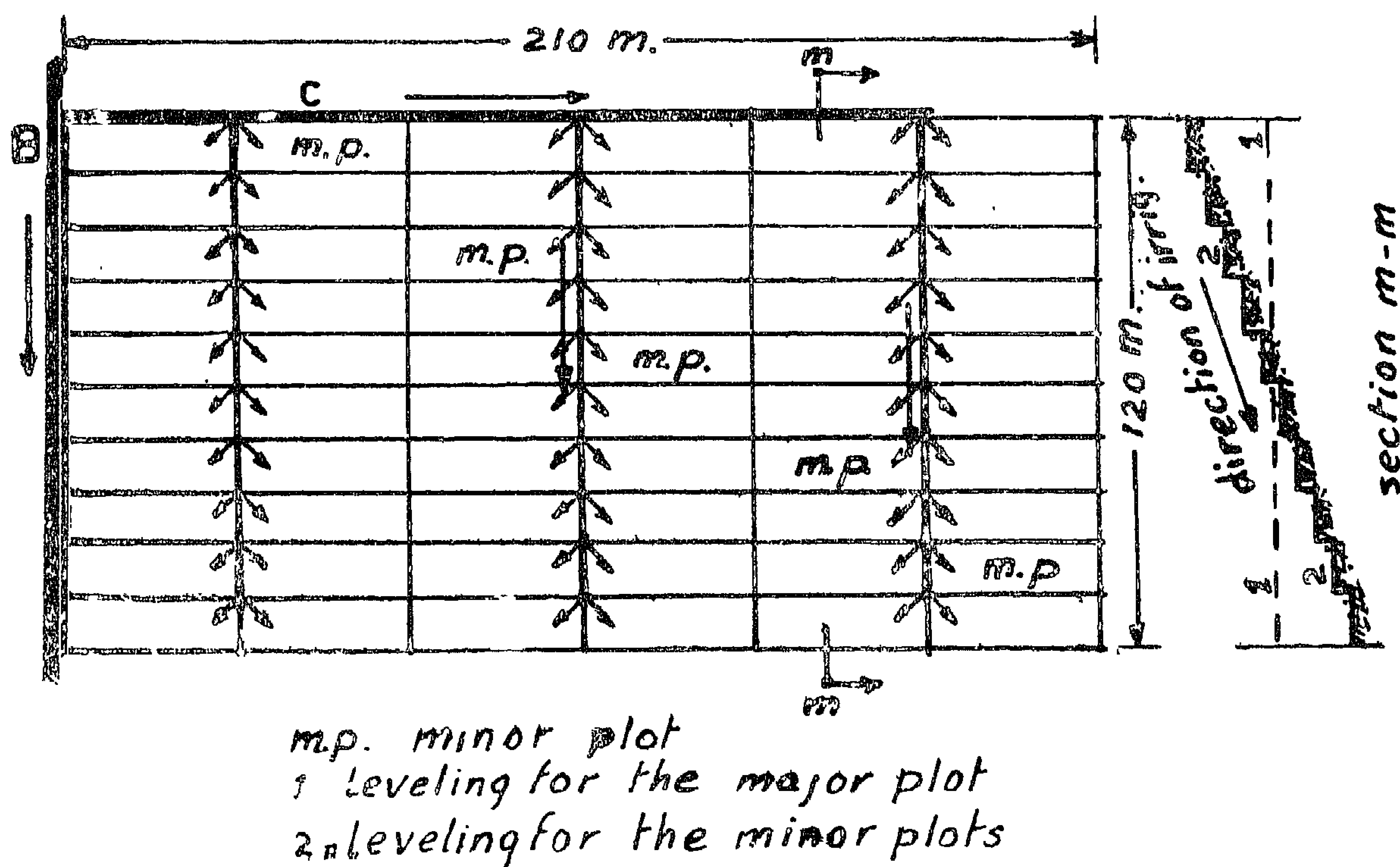


FIG. -7-

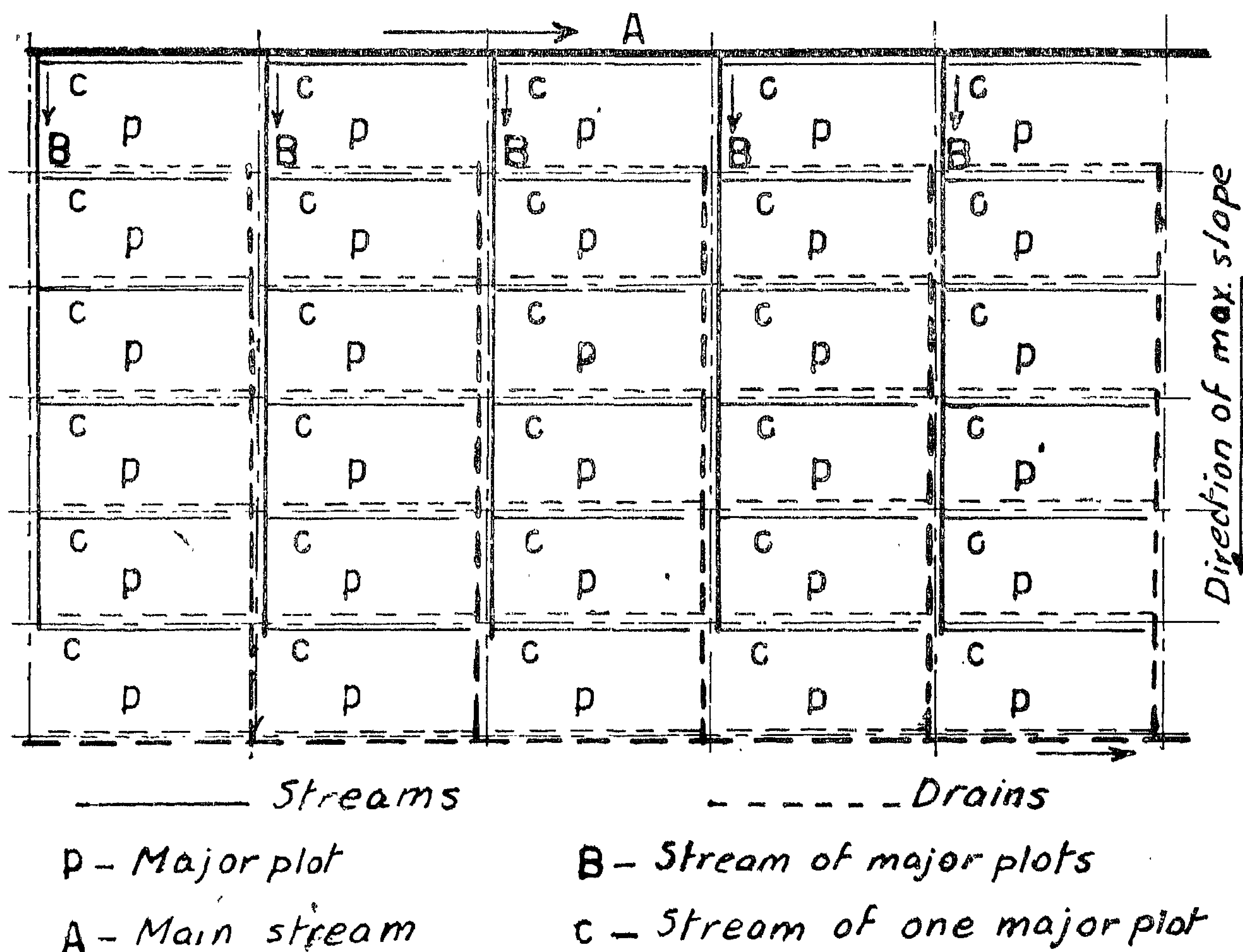


FIG. -6-

Fig. (6) shows a typical planning for a given area, and as shown, the plot is served by a major stream "A" which feeds a number of smaller streams "B" serving major plots, Each major plot is irrigated from a minor stream "C" fed from major stream "B".

For the irrigation of this system, the whole discharge of the major stream "B" is turned into one or two minor plots until they are irrigated in a a suitable time period, and then turned into the next plots and so on.

It is obvious that the object of such planning is the reduction of levelling cost to minimum. On the other hand it now remains a problem choosing a system of irrigation for this particular planning as to give maximum irrigation efficiency. An efficiency use of irrigation water means giving the soil just the right amount of water necessary for plant requirements, that is to say saving water from being lost by deep percolation and in the same time avoiding erosion and loss of fertilizers due to excessive irrigation water.

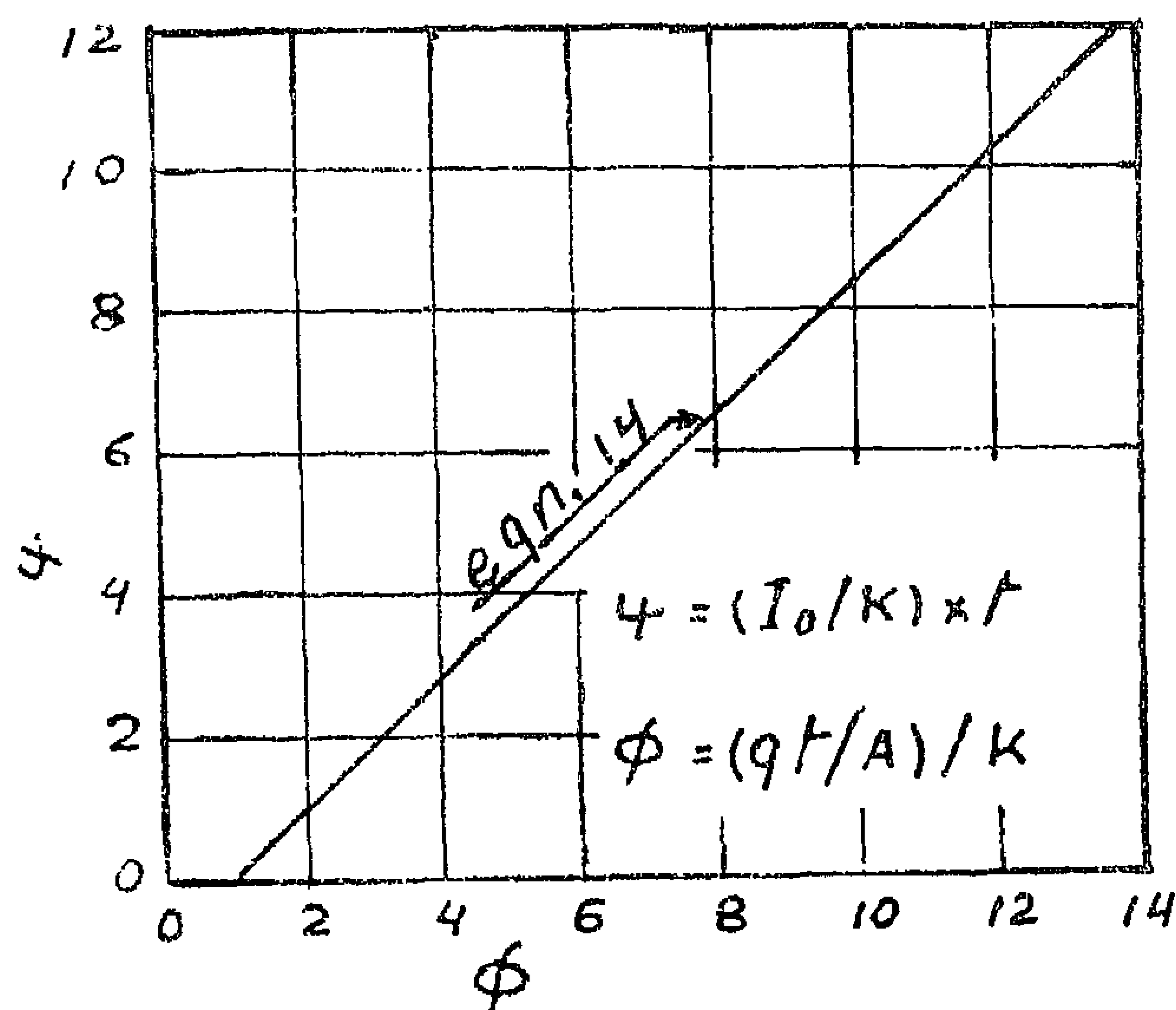


FIG.-5-

However, in order to generalize equation (12) for use under any other conditions of soil, like the Egyptian soil, it can be put in the dimensionless from :

$$1 + \frac{Iot}{k} = 0.7 \frac{z}{k} \log \frac{z/k}{z/k - (1 + \frac{Iot}{k})} \quad \ldots\ldots \ (13)$$

Putting $\frac{Iot}{k} = \Psi$ and $\frac{z}{k} = \Phi$, the equation

reduces to :

$$1 + \Psi = 0.7 \, \Phi \log \frac{\Phi}{\Phi - (1 + \Psi)} \qquad (14)$$

both Ψ and Φ are dimensionless since Io = length/time and k = length and $z = \frac{q\,t}{A}$ = length.

Equation (14) is seen plotted in Fig. (5) and as seen from the figure it is almost a straight line. For simplicity, this relation can be put in the form :

$$\psi = 0.95 \, \Phi - 1.0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (15)$$

Therefore for a given soil of known Io by deep percolation upstream of the plot and required time of irrigation t, Fig. (5) or equation (15) can be used to determine the size of stream q necessary for best efficiency of irrigation. Increasing the size of stream than that value will cause erosion to the land and giving smaller size will result in loosing water by deep percolation upstream of the plot and depriving the downstream parts from irrigation water.

Also, for a given size of stream and a known plot area, equation (15) will give the right time of irrigation necessary for best efficiency. Increasing the time than that obtained will result in wasting water and a smaller efficiency and on the other hand, a decrease in time will cause unfinished irrigation of the downstream parts of the plot.

Practical considerations in U.A.R. :

The newly reclamed areas in the U.A.R. are usually devided for border irrigation, into rectangular plots of area varying from 2 1/2 to 10 feddans.

The longer side of the plot (150 — 250 m) is taken in direction of contour lines and the shorter side (60-250 m.) is taken in the direction of maximum slope. This practice gives minimum levelling work, i.e. minimum excavation and filling. In this case the average volume of excavation per feddan is roughly 525 h m^3 where h is the difference in elevation in meters between highest and lowest points in the plot. The factor 525 being based on practical conditions for the topography of these areas. In the same time, it is a common practice in design to leave the last 100 m^3/feddan of soil to be levelled by agricultural service during the preparation for planting.

equation (8) has the advantage that it takes into consideration the effect of the variation in the infiltration rate I which is very pronounced, specially at small values of time. In fact, the basic rate of infiltration Io used by Israelsen in equation (9) is not attained before an elapsed time which may reach 20 hours as revealed from the available data for the Snake River Valley. Therefore equation (9) will show a drastic error when applied for normal conditions of irrigation practice.

For example, if we consider the soil "a" of the Snake River Valley, K is approximately 7 inches and Io is roughly 0.70 inches/hr. Taking a size of stream q = 1.5 cfs and y = 2.5 inches, so according to equation (8), the area irrigated in 1.5 hours will be 0.25 acres and that irrigated in 3 hours will be 0.56 acres. Using Israelsen equation under the same conditions, the area irrigated in 1 1/2 hrs. will be 0.68 acres and that irrigated in 3 hours will be 1.12 acres. The difference between the results is obviously due to the fact that equation (9) assumes the basic rate of infiltration Io to be effective all through the total time of irrigation which is not correct.

If h is considered to be the depth of water necessary for plant requirements, i.e. the soil moisture just enough to give optimum yield for a particular plant, thus at any time t, we have :

$$q \,.\, t \,. = h \,.\, A$$

$$\therefore \quad h = \frac{q}{A} t$$

Relalting h to the depth y by a factor C and substituting into equation (8), then

$$t = \frac{2.3\ C\ \frac{qt}{A}}{\left(\frac{k}{t} + Io\right)} \log \frac{q}{q - A\left(\frac{k}{t} + Io\right)}$$

which can be written in the form :

$$K + I o t = 2.3\ C \frac{qt}{A} \log \frac{q\,t / A}{(q\,t/A) - (k + I o\ t)}$$

putting $\frac{q\,t}{A} = Z$, then :

$$k + Iot = 2.3.\ CZ \log \frac{z}{z - (k + Iot)} \qquad (11)$$

This equation gives the relation between the area irrigated, the size of stream and the time required for irrigation for a particular soil of known infiltration rate. The relation is dimensionally correct since k, Iot and z has the dimensions of length.

It is expected that the factor C depends on the topography of the area irrigated and from various calculations for practical conditions, C is in the range of 0.30, accordingly equation (11) reduces to :

$$K + Iot = 0.70\ z \log \frac{z}{z - (k + Iot)} \qquad (12)$$

Application of Theory :

To arrive at the shape of this relation for soil "a" of the Snake River Valley whose basic infiltration rate Io = 0.70 inches/hr and whose constant k = 7.0 inches, the corresponding curve is shown in Fig. (4). As seen from the figure, the available experimntal results are in good agreement with theory.

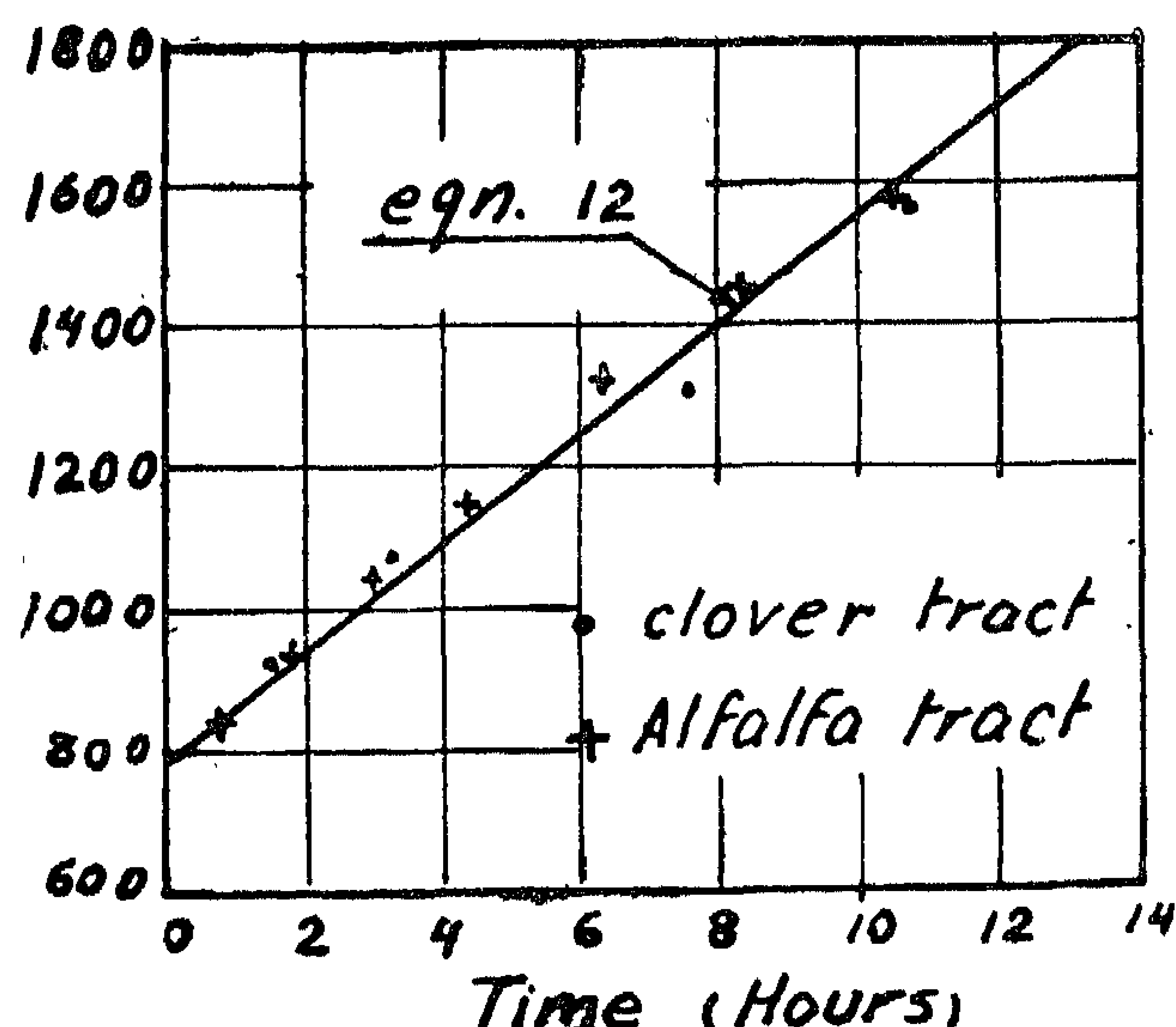


FIG. - 4 -

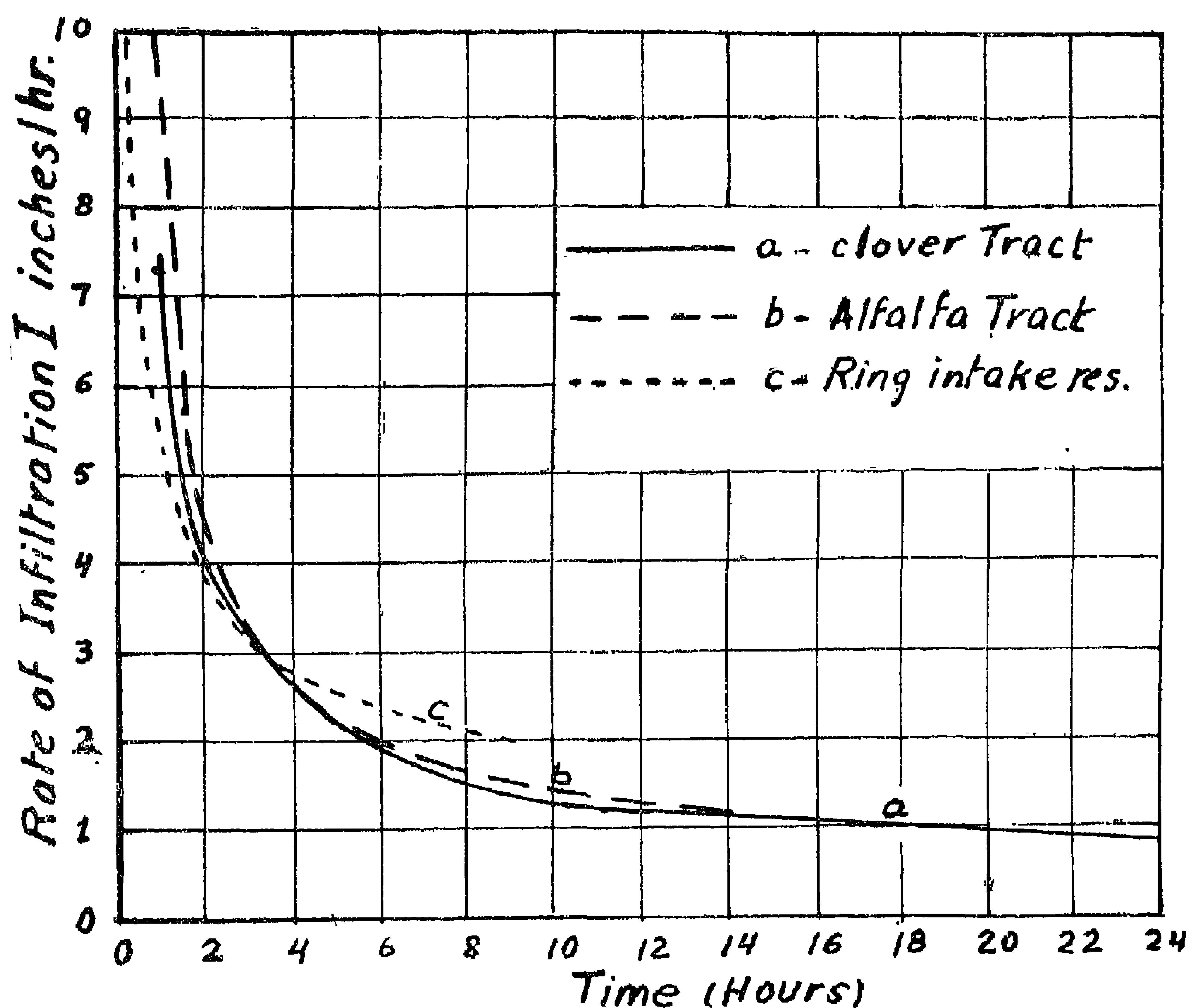


FIG. -3 -

Equation (4), now can be written in the form

$$dt = \frac{y}{q - IA} dA$$

By integration, then :

$$t = -\frac{y}{I} \ln (q - IA) + C \quad \ldots\ldots\ (6)$$

at t = o, A = o, then $C = \frac{y}{I} \ln q$.

Therefore, equation (6) reduces to :

$$t = \frac{y}{I} \ln \frac{q}{q - IA} \quad \ldots\ldots\ (7)$$

substituting for I from equation (5), then

$$t = \frac{y}{(\frac{k}{t} + Io)} \ln \frac{q}{q - A (\frac{k}{t} + Io)}$$

$$= \frac{2.3\ y}{(\frac{k}{t} + 10)} \log \frac{q}{q - A (\frac{k}{t} + Io)} \quad \ldots\ (8)$$

comparing this equation to the equation suggested by Israelsen (1953) in the form

$$t = \frac{2.3\ y}{Io} \log \frac{q}{q - Io\, A} \quad \ldots\ (9)$$

To arrive at that, a study of the infiltration rate of the soil is necessary. The rate of infiltration will normally depend on the soil texture and also on the time of application of irrigation water. As soon as the water, is turned on the soil, the rate of infiltration is very high and then decreases rapidly with time until is reaches a more or less constant value (Fig. 1) in a rather reciprocal function manner, i.e.,

$$I = f\left(\frac{1}{t}\right) \qquad (1)$$

However, for great values of time t, I will be constant, i.e. I = constant = Io .... (2) where Io is the basic rate of infiltration.

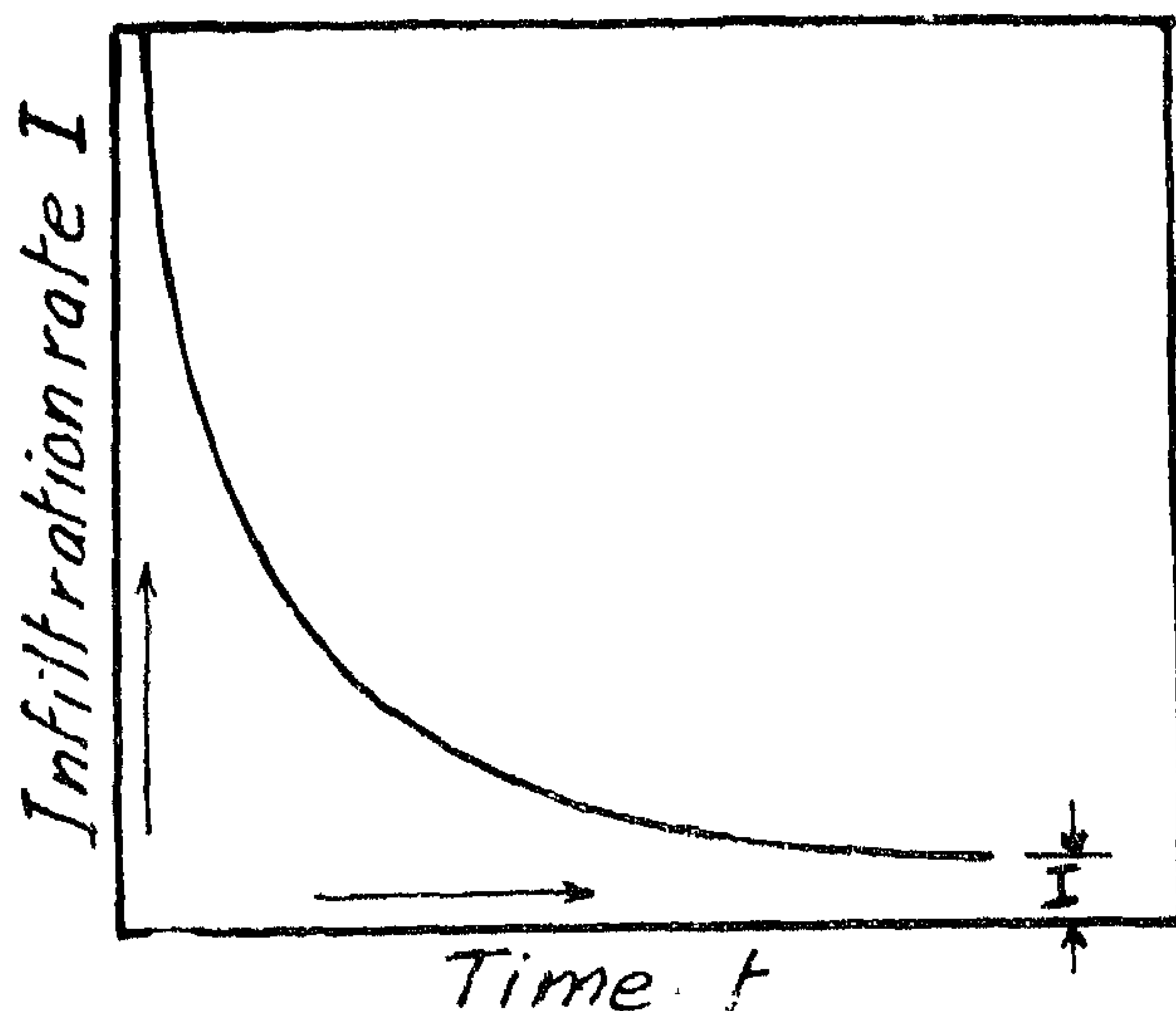


FIG.-1-

Theoretical consideration :

Consider a border strip of length L and width w (Fig. 2) being irrigated by flooding from a stream. The water advances most rapidly immediately after being turned into the soil and the quantity of water flowing on to dry land gradually decreases. If A is the area of land covered with water in a time t, and dA is the new area covered in extra time dt, and if I is the rate of infiltration of water in the soil expressed in depth per unit time then :

$$q \cdot dt = IAdt + y\,dA \qquad (3)$$

where q is the discharge of the stream into the strip, and y is the average depth of water as it flows over the soil. Both q and y can be reasonably considered constants, where as on the other hand both I and A are functions of the time t;

Equation (3) can be written :

$$(q - IA)\,dt = y\,dA \qquad (4)$$

The rate of infiltration I varies slightly at a given time from place to place in the field and also slightly due to the change in the depth y, but mainly the variation of I for a given soil is with time t.

From the few available data on I (Fig. 3) for the Snake River Valley, Idaho and for Sacramento Valley, California, the rate of infiltration may be reasonably assumed to be a function in a form combining equations (1) and (2), therefore :

$$I = \frac{K}{t} + Io \qquad (5)$$

where k is a function of soil. Also the basic infiltration rate Io is a function of the soil.

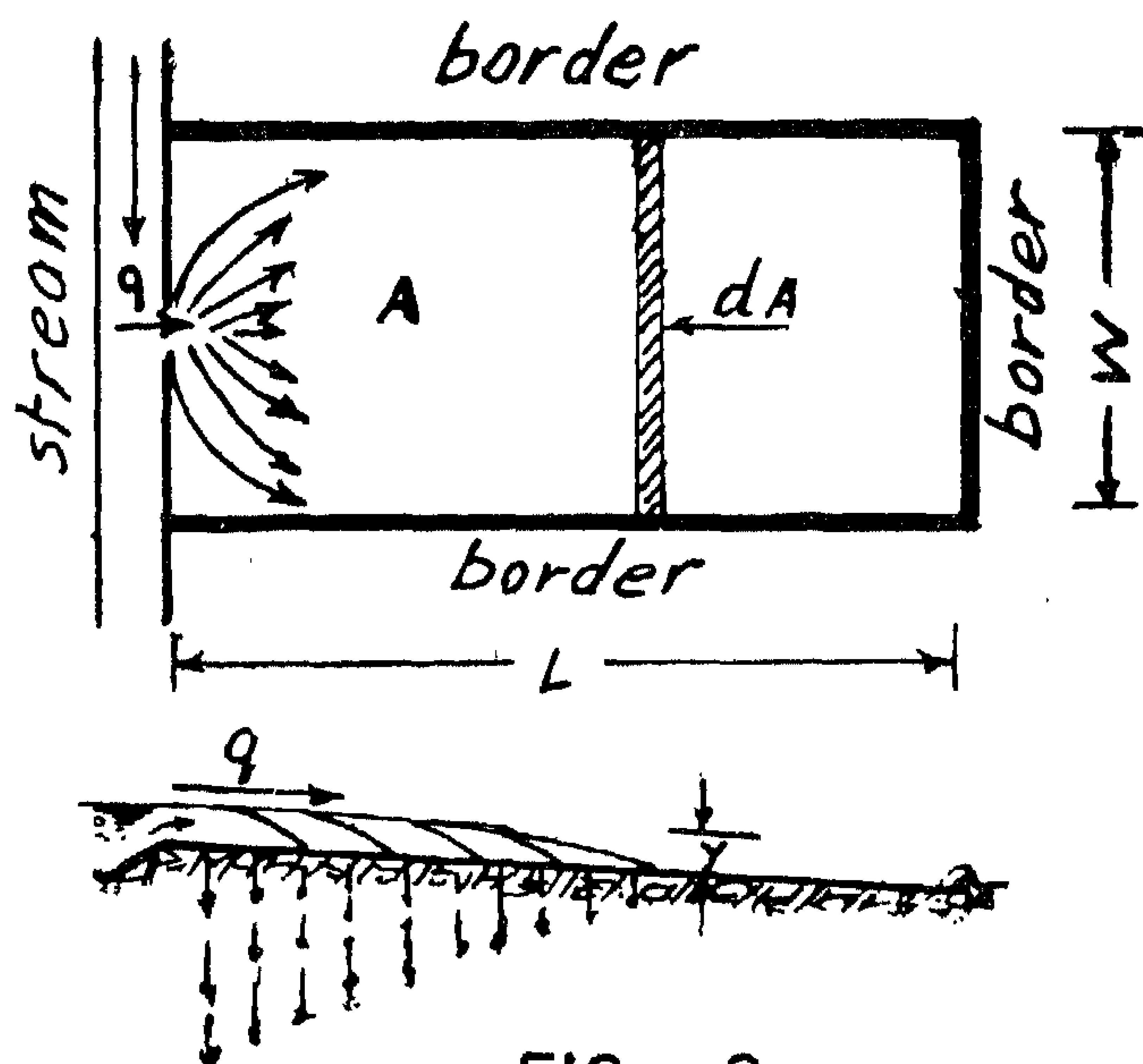


FIG.-2-

EFFICIENT USE OF IRRIGATION WATER WITH SPECIAL REFERENCE TO NEW RECLAMED AREAS IN U.A.R.

By

Dr. SAAD ZAGHLOUL HAMMAD,
B.Sc., M.Sc., Ph.D.

Dr. ALY ISMAIL EL-GAWHARY
B.Sc.. D.I.C., Ph.D.

INTRODUCTION

An efficient use of irrigation water is of utmost economical importance specially in areas where water is scarce. The term efficient irrigation ir meant to be giving water to soil in an amount just enough for plant requirements without undue waste of water by deep percolation and without excessive surface run off which may result in soil erosion and loss of fertilizers. The variables involved in this study are numerous. The firrt variable is the rate of infiltration which is a function of the soil texture and the time, being very high at small values of the time and then drops rapidly as time increares. The other variables are the area of the plot being irrigated, the size of stream supplying water and the necessary time of irrigation which should be just enough to moisten the soil in the root zone to the moisture necesrary for plant requirements without giving chance for deep percolaton. The sze of stream should be of the right amcunt as to irrigate the whole area without excessive surface erosion.

A theoretical study for these parameters lead to a formula relating them for best use of irrigation water. This theoretical formula have been checked for the practical data on the Snake River Valley and was found to be in good agreement. However to make it suitable for any conditions such as the Egyptian soil, it have been reduced to a non-dimensional form and put it a very simplified form.

As an application, the extension of this formula for newly reclamed areas in the UAR has been studied with the aim of chcosing a system of planning and design of these new areas to give the minimum cost of levelling and in the same time to fix the size of necessary streamr required for efficient irrigation and the suitable time of irrigation.

Rate of Application of Irrigation Water :

When irrigation water is applied to a certain area of scil in flooding method, at a rate greater than its infiltration rate, excessive surface runoff will occur xith the result of damaging land by erosion and water logging. Applying the irrigation water at a rate smaller than the infiltration rate will, cn the other hand, result in wasting water through deep percolation and depriving a part of the land from the proper amount of water. In both cases, inefficient use of irrigation water will result and willl appear in the form of poor yields and low income.

It is an ultimate goal of the engineer to arrive at the most suitable rate of irrigation water to be neither too high to cause surface erosion nor too low to be lost in deep percolation. In this case, the volume of stream and the time of application of the irrigation water should be just enough to fully moisten the soil to the depth of the root zone and in the same time allows enough water to flow dodwnstream in sheet flow over the land surface.

Even in the case of basic raw materials, it can be argued that a heavy investment in stocks gives poor security, and that some countries would be more secure if they strengthened their currencies and emergency purchasing power, or invested more in means of transport to collect supplies for example, and invested less in strategic stocks.

12. *SUMMARY.*

The conclusions reached in this paper can be summarized, by saying that they represent a new approach to production, in which the main emphasis is on the control of material flow, rather than on the maintenance of stocks.

The level of stocks in an enterprise, or country is a measure of its inefficiency in controllling material flow.

LIST OF REFERENCES

(1) "Industrial Dynamics", Joy W. Forrester, Harvard Business Review, July, 1958.

(2) "The case against the Economic Batch Quantity", John L. Burbidge, "The Manager", London, January 1964.

(3) "Flow production of parts in small batches", P.A. Siders, Machinery, London, January 1962.

(4) "Classification for family grouping success. J. Gombriski, "Metalworking Production", London, April 22, 1964.

(5) "Simplification and Standardisation for Automation", E.G. Brish and R.S. Geoghegan, Institution of Production Engineers, June 1957.

(6) "Production Flow Analysis", John L. Burbidge, "The Production Engineer", London, December 1963.

(7) "The Principles of Production Control", John L. Burbidge, Macdonald and Evars Ltd., London 1962.

capital, then the total effect of a general improvement throughout commerce and industry, should be an improvement in the national rate of growth. The increase will come, first because the existing capital will go further - financing more project - and secondly, because the savings from increased profits will be greater.

b) *Productivity.*

In this paper we have concentrated on "profitability", or "productivity" in relation to the resources of Capital. The same methods which reduce stocks and increase the productivity of capital, also increase the productivity of plant and labour. The improvement in labour productivity arises mainly from the possible reduction in indirect labour, but there is also some increase in the productivity of the direct labour, due partly to a reduction in "idle time". The increase in plant productivity arises partly from the reduced requirement for auxiliary plant, and partly from the reduction in "idle time" and "ancillary time".

c) *Balance of payments.*

Political economists are not united in their opinions about the relationship between the stock level in a country and its balance of payment position. That there is a relationship however can be demonstrated by the following figures of the British economy :

	Stock	Balance of Payments
1960	£ 5,910 m.	– £ 275 m.
1961	£ 3,190 m.	– £ 22 m.
1962	£ 950 m.	+ £ 90 m.
1963	£ 1,570 m.	+ £ 96 m.
1964	£ 5,240 m.	– £ 375 m.

It is only that part of the stock which is based on imports which affects the balance of payments position, and it is this stock which must be reduced to improve it.

Some developing countries, base their ordering of materials from abroad on an annual production plan and enterprises in these countries tend to order the whole yearly requirement for delivery in one consignment. For some commodities with highly seasonal supply characteristics - such as wool for example -, this is dificult to avoid, but for the majority of materials, balance of payment problems could be greatly reduced, by still ordering the whole requirement, but by calling for deliveries in say four, six, eight or more consignments, spaced throughout the year ; with F.O.B. or C.I.F. payment terms against delivery.

d) *Problems of administration and infrastructure.*

In some countries, a significant reduction in stocks would depend on a big prior improvement in the organisation of ports, internal goods transport, and associated services.

Considering the purchasing of ship borne materials from abroad for example, an increase in average delivery frequency from once a year to four times a year, would leave the volume of imports unchanged, but would multiply the number of consignments to be cleared through the ports by four ; multiply the number of customs clearances by four ; and multiply the number of currency clearance operations by the same factor. In several countries such an increase, although highly desirable economically, would be impossible without a prior improvement in methods of administration and control, in ports and government offices.

e) *Strategic stocks.*

It is sometimes argued that "strategic stocks" are necessary for national security and that heavy stocks in Industry should therefore be encouraged. Unfortunately a very high proportion of the stocks in most enterprises, exists as "work in progress" or in forms which are special for the production of particular products. Most of these stocks are therefore useless as a strategic reserve.

(iii) *Idle time.* The use of a planned standard loading sequence in the manner used with "cyclic planning", can have a significant effect in reducing "idle time"

(iv) *Clerical costs.* Because "single cycle" ordering systems are simpler to operate and control, their use reduces the costs of production control and costing, etc...

(v) *Stock holding costs.* Because these ordering systems are simple, they can be operated at much higher ordering and run frequencies, than is possible with a "multi-cycle" system, thus permitting more flexible production control, a reduction in finished product stocks, and a reduction in stock holding costs.

(vi) *Direct material costs.* Because all components are ordered together, the cutting of "general" materials can be planned for minimum wastage thus reducing material costs. The same saving can only be made with a multicycle system, if expensive provision is made for the storage and control of the offcuts.

c) *Reduced investment in "Fixed assets".*

The reduced investment in fixed assets, arises in relation to land and buildings, handling equipment, storage equipment and tooling.

(i) *Land and buildings.* Factories laid out for good material flow, require less floor area than those laid out with bad flow characteristics. In the case of "Factory Layout", the elimination of inter-process and "work in progress" stores and the reduction in the size of stores for the control of purchased materials and parts and finished products, can reduce space reqcirements by as much as 15 %. The use of "line layout" inside the departments also reduces area requirements, because, only the first and last machines in a "line" need space for material storage and gangway access, and there is a reduction in the space required for gangways and for material storage by the machines.

(ii) *Handling equipment.* A change to line layout also reduces the necessary investment in handling equipment and containers. This saving is sometimes masked by the fact that "line layout" quickly reveals profitable opportunities for investment in mechanical and automatic transfer equipment. It is true however, that at the same level of handling technology, a change from poor flow to "line layout" reduces the handling equipment investment.

(iii) *Storage equipment,* again this is the type of equipment for which the investment is reduced by a change to "line flow".

(iv) *Tooling.* Finally the investment in tooling can be reduced significantly, by the use of a standard sequence of loading, and the design of tooling which can be used for a "tooling family" of similar items. It costs less to supply one tool for say 25 items, than 25 special tooling sets.

11. *NATIONAL SAVINGS FROM STOCK REDUCTION.*

On a national scale the existence of high stocks in industry and commerce, greatly reduces the rate of economic growth, reduces productivity generally and is a major cause of balance of payment problems.

A general reduction in the level of stocks in the enterprises in a country, can have an important effect on the national economy. In general it can increase the rate of growth, increase productivity in respect to all production resources, and reduce balance of payment difficulties.

In many countries however, there would have to be considerable simplification of currency regulations and an improvment in infrastructure, before substantial savings could be made.

a) *Rate of growth.*

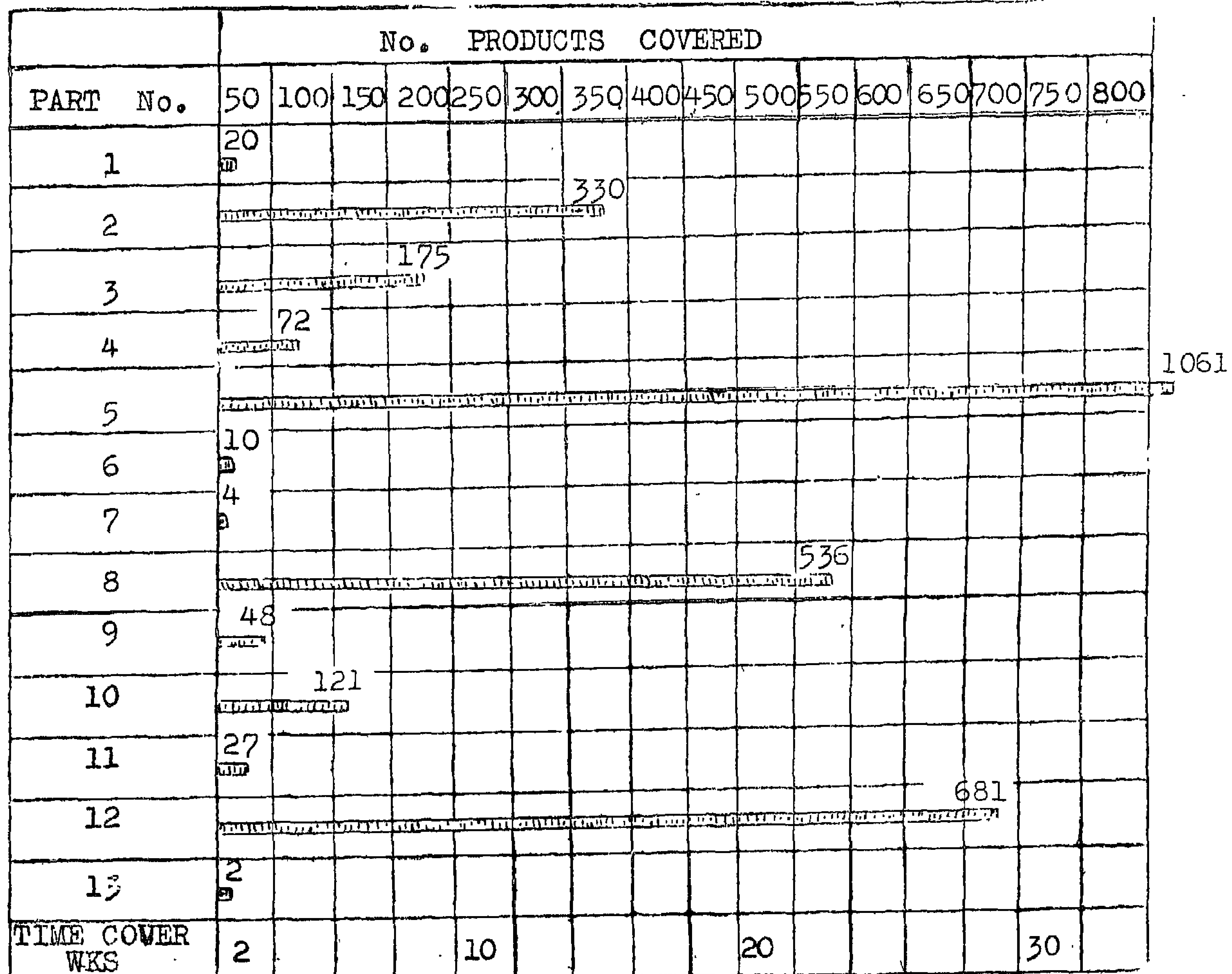
In all industrialized countries, a high proportion of the capital of most enterprises, is today invested in stock. If it is true as this paper has demonstrated, that a reduction of the stock in an enterprise, both releases capital for reinvestment in further production and increase the "rate of return" on the remaining

b) *Cost savings from "Single cycle" ordering.*

The cost savings from "single cycle" ordering, and from the use of the standard sequence of loading, which it makes possible, are many, but the following are the most important.

(i) *Obsolescence.* Figure 11 shows by means of a bar chart, the lack of balance between the stocks of different parts, which results when a "multi-cycle" ordering system is used. Because the parts are never in balance in "product sets" as required for assembly, considerable stocks have to be "written-off" if the design is modified, or an old product is replaced. In companies using this ordering method and persuing a dynamic policy of product development, it is not uncommon to find the cost of material obsolescence over 5 % per year of the cost value of a year's output. With a "single cycle" system, stocks are always in balance and material obsolescence can be eliminated.

(ii) *Setting costs.* It has already been noted that the use of a standard sequence of loading can reduce setting costs. There is also a subsidiary cost saving due to the fact that reducing the "setting time" increases capacity and allows output to be increased.



NOTE : The chart shows the number of products and the time ahead covered by stocks of different parts. because a "MULTI-CYCLE" ordering system is used, the stocks are badly out of balance. Although stocks are heavy; only two products can be assembled..
With a "SINGLE-CYCLE" ordering system the stocks are always in balance in product sets.

FIGURE 11. STOCK IMBALANCE WITH "MULTI-CYCLE

To maintain a stock of spare parts for a single complex production machine of new design, sufficient to cover every possible requirement, it would probably be necessary to carry a stock, equivalent in purchase cost to the cost of the machine. This is obviously uneconomical and even when they have several machines of a type, most companies in the developed industrial countries, only carry very small stocks of frequently replaced wearing parts, and rely on the machine builder, or his agents, to maintain full stocks of spare parts, and to run a twenty-four hour spaces service with express delivery, for any other requirements.

Even in the developing countries, where spare parts supply is a major problem, it is doubtful if heavy stock holding of spare parts is economically justifiable. If the country buys large quantities of a particular machine type, it is a reasonable condition of contract that the foreign supplier should maintain stocks of spare parts and service facilities in the customer country, either directly, or through appointed agents.

If only a small number of a particular machine are purchased, it is probably more economical in most cases, to hold a small stock of items subject to frequent replacement and as they are required, bringing in other spare parts by air. There are few places in the world today, where at least small spare parts could not be delivered inside the country within a week. The main causes of delay are often found in the currency control system. If funds are reserved for spare parts and factory managers are allowed to order spares direct, long delays can generally be eliminated. Those developing countries which have their own airlines are in a particularly favourable position, as the transportation charges can be paid in their own currencies.

One very important point in relation to the supply of spare parts, is the need for efficient systems of "preventive maintenance" With such systems spare parts requirements are reduced, and it is possible to predict what spare parts will need replacing, before the machine has to be stopped, and to eliminate most of the emergency breakdowns.

Developing countries can also help themselves to overcome the spare parts problem, by developing service industries to make the simpler spare parts, and to repair damaged and worn machine parts quickly.

10) SAVINGS IN COST AND FIXED ASSETS.

The methods of production planning and control which permit the greatest stock reduction, also induce a substantial reduction in costs, and a reduction in the necessary investment in fixed assets.

The savings in costs and fixed assets arise mainly from the use of line layout and of "single cycle" ordering.

a) *Cost savings from "line layout".*

The main savings due to "line layout" are in handling costs ; administration and data-processing costs, and in stock holding costs. By arranging the machines in lines, "continuous transfer" is made possible, with which the action of each machine operator in removing a finished part from his machine and putting it down, completes the handling move to the next machine. The total cost of materials handling is substantially reduced. Because the routes to be followed by materials are dictated by the layout, there is no need for expensive data-processing and control systems to ensure that parts follow their correct routes through the factory. The change to line layout should result in a substantial reduction in clerical costs and in the number of clerical workers required in "production control" and "costing" for example. Finally because "Line layout" reduces "throughput times" and therefore stocks, its use will also result in a reduction in stock holding costs.

under constant review, for any possible failure in supply. Essentially such plans contain lists of alternative suppliers, possible design and material changes, and emergency production plans, which allow production of "part-finished products" to continue, until deliveries are resumed.

e) *Emergency action.*

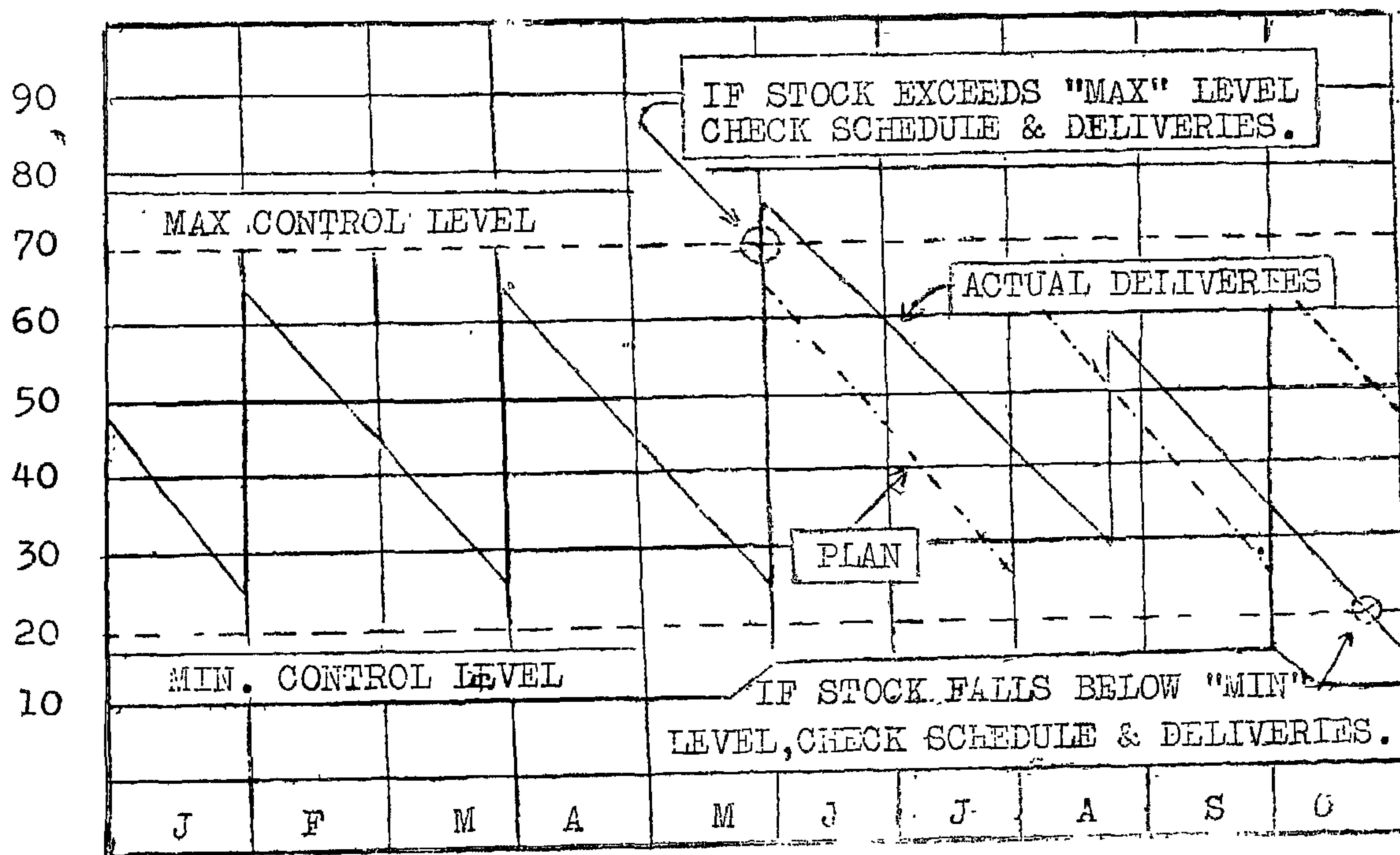
In this paper, the main topic has been reduction of stocks of production materials. Most companies also require large quantities of "supplies", not used in the products, but necessary to service production. As this problem is mainly one of purchasing, it will be considered here.

(i) *Supplies in continuous demand.* Where supplies are in continuous regular demand, they can be treated exactly like "general material" purchases, being orderd for say monthly delivery to a schedule based on past usage, with a simple "Max-min control" to give warning when the schedules need revision. See figure 10. Examples are fuels, oils, cleaning materials, consumable tools and many others.

Where the demand is continuous, but irregular, and the items are of a type easily obtainable in the market, weekly "shopping list" orders on local wholesalers, with special negotiated discounts on the total volume of purchases, is often the most economical method of ordering.

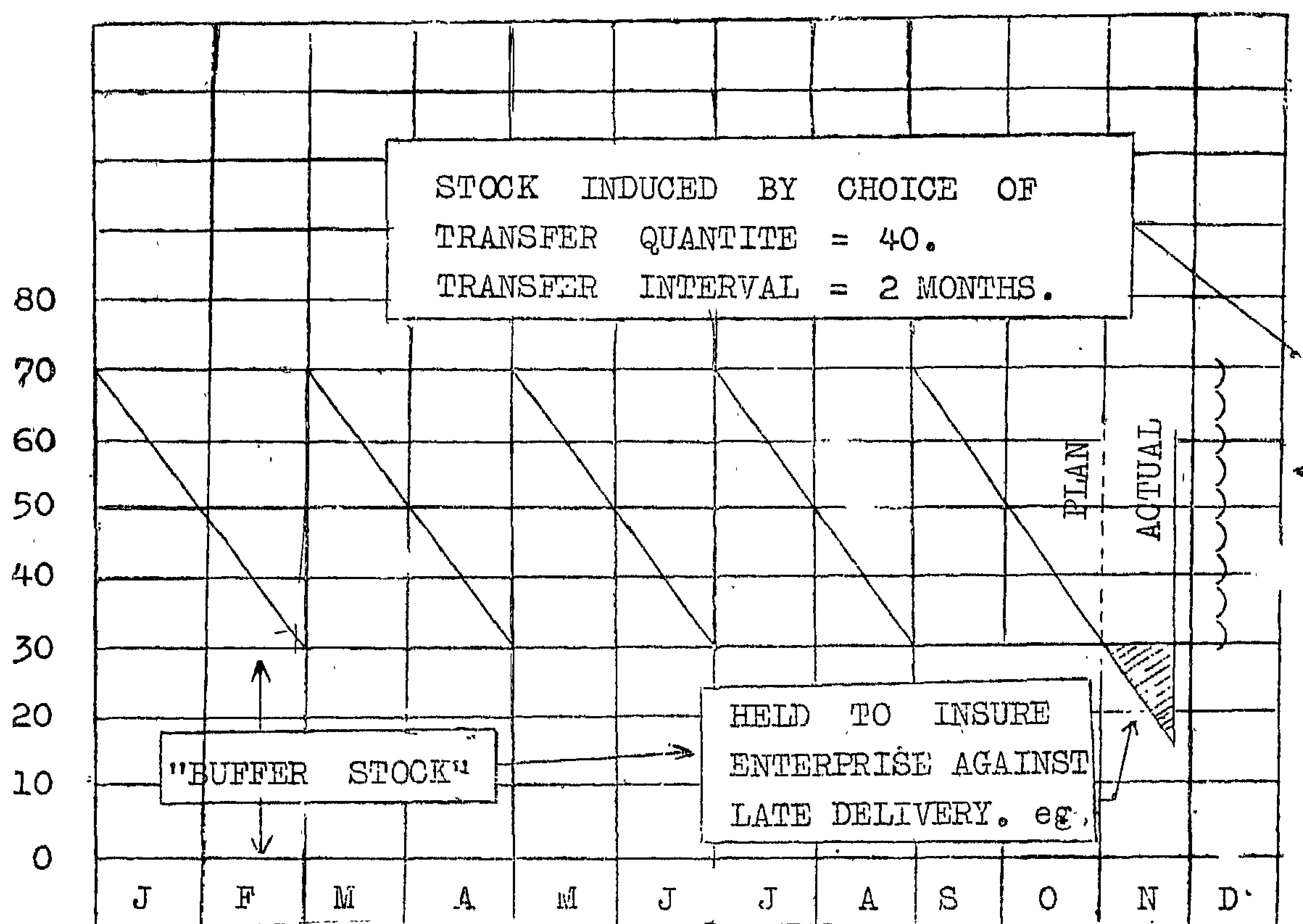
(ii) *Supplies in discontinuous demand.* There are other types of supply which are only required at irregular intervals, in unpredictable quantities and at unpredictable times. Of these, "Spare parts" for the plant are the most important.

It is only when machines have been in service for several years, without a major design change, that we can hope to accumulate reliable statistical records of the most probable spare parts requirement.



NOTE : As long as the stock remains within limits, it can be assumed that the schedule is adequate to meet the demand. With this system, a "delivery schedule" is issued with the purchase order to the supplier. Stock record cards are maintained for every item and any movement of the stock level outside the control limits is reported to the buyer.

FIGURE 10. "MAX-MIN CONTROL".



NOTE : Buffer stocks also permit some increase in planned output rate, without running out of supplies.

FIGURE 9. "BUFFER STOCKS".

The level of "buffer stock" required will depend first on an assessment of the risk of a supply failure, and second on an economic analysis of the relative costs of holding buffer stock and of running out of supplies.

b) *Choice of supplies.*

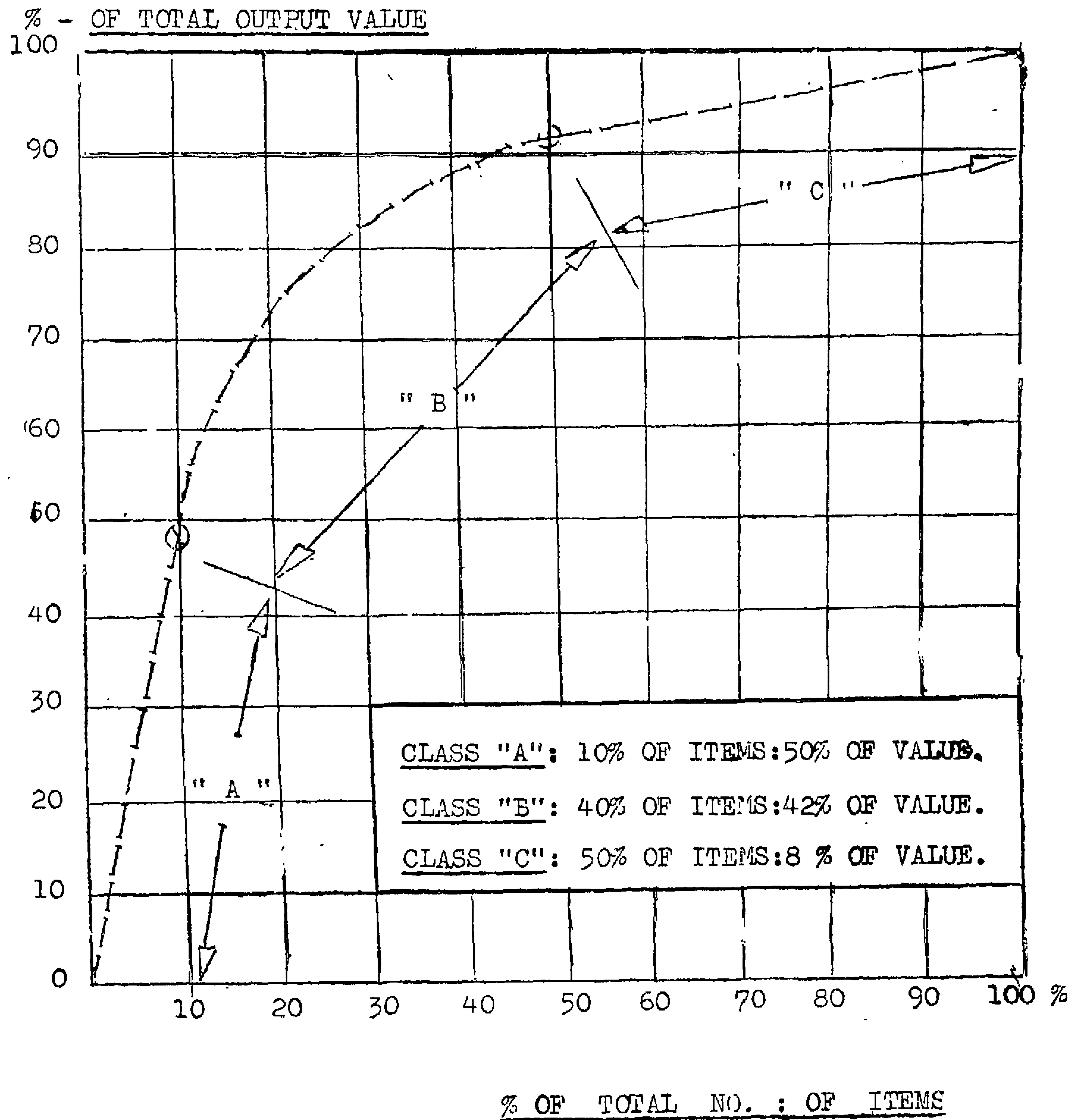
The choice of supplier is generally made on the basis of quality and purchase price. An important factor which is often forgotten is the reliability of supply. If the supplier is unreliable in his deliveries, it will be necessary to carry a large "Buffer Stock" to insure against failures to deliver on time. It is often more economical to pay a bigger price to a reliable supplier, than it is to pay a lower price to an unreliable supplier and increase the investment in "buffer stock" to the level needed to maintain a continuous supply.

c) *Choice of delivery method.*

If a special charge is paid for every delivery, the cost of transport will rise sharply as the delivery frequency is increased to reduce stocks. It is important therefore, that the buyer should choose methods of purchasing and delivery which minimise delivery costs. Possibilities are : the ordering of many items from the same supplier, so that all can be delivered together, in small lots, at regular intervals, by the supplier's transport ; the organisation of regular collection runs calling at several suppliers in the same area ; and the use of forms of public transport whose tarrifs are based on weight rather than on the number of delivery runs.

d) *Emergency action.*

Even the most reliable supplier will occasionally fail to meet delivery requirements due to such causes as a fire, or a strike. To insure against failures of this type would require enormous stocks and it is generally better to plan in advance to meet this type of failure by emergency action. Some advanced companies have emergency plans on file and



EXAMPLE :

ASSUMING : 1,000 parts and a total output value of parts of £ 10,000 pa.
There are : 100 Class "A" (£ 5,000); 400 Class "B" (£ 4,200); 500 Class "C" (£ 800)

FIGURE. 8. " PAREITO DISTRIBUTION CURVE "

the total requirement, and frequently revising purchase delivery schedules, is difficult, expensive and unnecessary. Any slight increase in stocks with the method described, is more than compensated by the reduction in control costs. Note that there is no risk of obsolescence, because the materials are used in more than one part.

(iv) *Low value common parts.* Certain low value common parts such as nuts, bolts, washers and split pins for example, which are used on many different products are again ordered to a schedule based on a projection of past usage. Orders are scheduled for monthly delivery, but up to one month, buffer stock is allowed to compensate for variations between the forecast and actual usage rates. Very simple "Max-min control" is used to throw up cases where the schedule is proving insufficient to meet requirements or there is a serious fall, or build-up of stocks. The control system is operated in the special store for these items and the storekeeper deals directly with the buyer. No records at all are maintained for these items in the production control office.

Once again this independent system can be used with no risk of material obsolescence, because most of the items are used on many products.

(v) *"Pareito analysis".* The logic of this approach was first revealed by an economist named Pareito. If all the components purchased by, or produced in a factory, are listed in descending order of annual requirement value, it will be found that a small number of items at the head of the list will account for a very high proportion of the total component output value per year, and vice versa. Figure (8) shows a typical distribution of values in the form of a Pareito distribution chart, and shows the division into three classes labelled "A", "B" and "C".

Because of this characteristic distribution of values, it pays to concentrate the main production control effort on the high value "A" items, and to use simpler systems, less staff and higher buffer stocks, for the low value "C" items. Because the "A" items have a high total output value, an increase in delivery batch frequency, or run frequency, will have a major effect on stock reduction. Because there are very few of these items, the effect on production control costs will be small. The same increase in the case of the low value "C" items would have a negligible effect on the total stock, but because there are a great many of them, it would have a major effect on costs.

9. *PURCHASING FOR MINIMUM STOCK*

The methods of purchasing, which permit the greatest stock reduction, require reliable high frequency delivery to schedule and the minimisation of the risk of a failure in supply. Purchasing policy has an important effect on stocks and costs, particularly as it affects the choice of supplier, the choice of delivery method, and the choice of emergency methods to be used to overcome a supply failure.

a) *"Buffer stocks"*

Before examining methods of purchasing, it is necessary to consider the motion of "Buffer stock". "Buffer stocks" are additional stocks carried to insure against a failure in supply. We can in effect divide any stock into two parts, as illustrated in figure 9. First there is a part which is automatically induced by the mechanics of the production system and second there is a part (the Buffer Stock), which is unnecessary when things run smoothly, but is held to tide us over failures in supply.

Inside the enterprise, we should be able to control material flow without failures in supply and little, or no, buffer stocks should be needed. With suppliers on the other hand, we do not have the same authority and some buffer stock is usually desirable to ensure continuity of supply.

WORK CENTRES	PERIODS	PERIOD 1.				PERIOD 2.				PERIOD 3.			
	WEEKS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
M/C NO :	100			1	2 3	4 5 6	7 8 9	10					
" "	101			1	2 3	4 5 6	7 8	9 10					
" "	102				1 2 3	4 5 6	7 8	9 10					
" "	103				1 2	3 4 5	6 7	8 9 10					
" "	104				1	2 3 4	5 6	7 8 9	10				
" "	105				1	2 3	4 5	6 7 8	9 10				
" "	106					1 2 3	4 5	6 7 8	9 10				
		CYCLE 1.				CYCLE 2.				CYCLE 3.			
		ORDER DATE CYCLE 2 →						DUE-DATE CYCLE 2 →					

NOTE : TEN PARTS LOADED ON SEVEN MACHINES.

FIGURE 7. " CYCLE PLANNING " - SAME STANDARD LOAD CHART REPEATED FOR ALL CYCLES

In essence the problem is very simple. Assume that there are standard lists showing :

Lists "A". The parts required to produce each product.

Lists "B". The parts processed in each processing group of machine, in their ideal sequence of loading, and also — on separate lists — the parts which are purchased.

Ordering involves, first : the multiplication of the Lists "A" by the numbers of products shown on the short term programme : second : the addition of any necessary scrap and spares allowances ; Third : the correction for stock accumulation due to errors in previous spares and scrap allowances ; and finally fourth : the transfer of the known requirments onto the Lists "B", and their issue to the departments as orders.

c) *Dispatching.*

Dispatching is the third level of planning, at which plans are made of the sequence in which the different components should be "loaded" on the different machines in each department so as to complete all orders by "due-date". If "single cycle" ordering is used, it is possible to adopt a standard sequence of "loading" the machines, with which "setting time" "idle time" and "throughput time" can be minimized. This idea has been formalized into a system by two Swedish engineers named Brutne and S. Erikson. They call their method "Cyclic planning" and use standard Gantt "loading charts" to show the sequence of loading which is to be repeated each cycle. The method is widely used in Sweden by major companies such as "Volvo" for example.

Figure 7 uses a very simple example to illustrate the principles involved.

d) *Exceptions.*

Provided there is a simple material flow system, so that there is no need for expensive bureaucratic paper work systems to direct the traffic of materials between departments. Production Control systems such as that described above can be extremely effective and very economical to run, even with manual data processing methods. They can however, be even further simplified by taking certain classes of item out of the general system, for control by even simple methods.

Consider as an example a tractor factory making three main types of tractor in a total of 130 variants. This factory has adopted as its basic ordering cycle a period of four working weeks and it produces a new firm programme and recrders production thirteen times a year.

The general rule is that manufacturing "run quantities", and purchase delivery authorisations to suppliers, are based directly on these firm programmes. There are however a number of exceptions to this rule of which the following are the mcst important.

(i) *High value purchased parts.* In order to minimize capital tie-up in stocks, certain high value purchased parts and assemblies, used on the assembly line, are scheduled for delivery at higher frequencies then once every four weeks. Tyres and batteries for example, are delivered daily, with only two day's "buffer stock".

(ii) *High value manufactured parts.* High value manufactured parts are either made continuously on special "lines", at the rate necessary to feed assembly, or if they must share plant and be made in batches, they are made in weekly or even short "runs".

(iii) *General materials in use for many parts.* Certain "General" materials used in the manufacture of many different parts, are ordered outside the main system on the basis of a corrected statistical projection of past usage rates. Examples are pig iron for the foundry, certain grades of steel sheet, certain types of metal bar, copper tube and so cn. For this type of item, the work of calculating the requirement for each product, correcting for scrap and process losses ; consolidating to find

(i) *The design of machine.* Certain types of machine require very short setting times and total setting time can be reduced by considering this factor when new machines are selected. Examples are "copy-turning lathes" in machining ; turret presses and coordinate setting machines in sheet metal work, and electronic numerically-controlled machines generally.

(ii) *The design of tooling.* The design of tooling so that it can be "pre-set" off the machine ; can be quickly and accurately located on the machine, and can be used for several different but similar components, one after the other at the same basic set-up, are three of the ways in which good tooling design can reduce "setting time". Note that the last method can only be used effectively if a "single cycle" ordering system is used, and the components are always loaded in the same sequence.

The leading authority in this field is an Italian consulting engineer Signor L. Patrignani. As an example of his work, in one factory be reduced the setting time for power presses from forty minutes to fifteen seconds. His latest innovation is an automatic transfer line for small quantity batch production which has been so designed that any station can be re-set within one cycle.

(iii) *The sequence of loading.* The importance of loading sequence can be illustrated by considering the setting-up of capstan lathes in Engineering machine shops. A simple set-up change between two very similar parts, involving a minor change in only one diameter and the repositioning of one tool ; may take three minutes. A major set-up change between very dissimilar parts may take forty minutes. By carefully planning the sequence of loading, total setting time can be very significantly reduced. Note that this advantage again can only be obtained if a "single cycle" ordering system is used, and the components are always loaded in the same sequence.

8. *PRODUCTION CONTROL FOR MINIMUM STOCK.*

The methods of production control which permit the greatest stock reduction, require that, with certain exceptions, ordering should be based on a common high frequency cycle.

"Production Control" can be divided into three main levels of planning, known as "Programming", Ordering and "Dispatching" (7). Assuming "line flow" and a simple material flow system, the fundamental features of a production control system which permits high frequency revision of output planning, can be considered under these heads.

a) *"Programming".*

At this first level, plans are made of product output. A "long term programme" will be required for factory development, and an "annual programme" as the basis for financial planning, but ideally purchase deliveries and processing work should be based on a series of short term "firm production programmes" so that manufacturing can follow changes in sales demand. As examples of what is possible, one manufacturer of decorative laminates making over a thousand variants of pattern, colour, sheet thickness and sheet size, uses a weekly cycle for these firm programmes and with this cycle his programmes are almost entirely composed of firm sales orders. This is a comparatively simple process, but at the other extreme, a manufacturer of assembled engineering products, making over two hundred and fifty different products and variants each year, has no difficulty in using a four week cycle for general control, and a one week cycle for controlling the manufacture and purchase delivery of a limited number of major items.

b) *"Ordering".*

At the next level of planning, the issue of orders is planned, covering the delivery of materials and the processing of work in the factory, necessary to complete each "short term programme".

setting costs. The same methods of reducing total setting time, which are necessary to maintain capacity, will also have the effect of reducing this cost rise, or in some cases of eliminating it all together.

7. *" PRODUCTION PLANNING " FOR MINIMUM STOCK.*

The methods of production planning which permit the greatest stock reduction, require the establishment of "Line Flow" and the minimisation of "Setting Time"

a) *"Line Flow".*

Stock reduction requires the introduction of "Line flow" for two main reasons; First: at the level of "Factory planning", simple line flow is necessary so that simple ordering and control systems can be adopted, which work efficiently at high "order frequencies". Second: at the level of "Process planning" inside departments, "line flow" is necessary before "transfer quantities" can be reduced to their minimum value of "one".

(i) *"Factory Planning".* For simplicity of control, it is essential that there should be a simple material flow system of routes between departments. If there is a simple material flow system, the routes to be followed by materials through the factory are obvious, and there is no need for complicated and expensive paperwork systems to control the flow. The complexity of the flow system depends on : the division into departments ; the allocation of plant and equipment to the department ; the process routes chosen for each component, and the way in which the departments are "laid-out".

Figure 5 illustrates diagramatically, a case where the material flow between departments was greatly simplified by some reallocation of plant between departments ; by the re-routing of "awkward" components which did not follow the general flow ; and by exchanging the positions of two departments.

"Production Flow analysis" is a method which can be used to analyse such systems with a view to their simplification.

(ii) *"Process planning".* The "line layout" of work centres inside departments has been used for many years for simple processes, for assembly work, and for the continuous "mass production" of particular components. It is only in recent years that its use has also been extended to small quantity batch production and to jobbing work (3). In this latter case "line layout" can only be used if the componets to be produced are divided into "families" of similar items, so that "lines" can be designed to handle many different components.

The aim when dividing into "families" and associated "groups" of machines, can be summarised as follows :

1. Choose "families" so that all components in each family can be oompletely processed by one "group" of machines.
2. Modify "routes" where necessary so that all components use the machines in their group in the same sequence.
3. Choose "families" so that each different type of plant exists in only one "group".
4. Choose "families" so the incompatible processes exist in different groups.

These aims are not always compatible and the final solution must generally be a compromise.

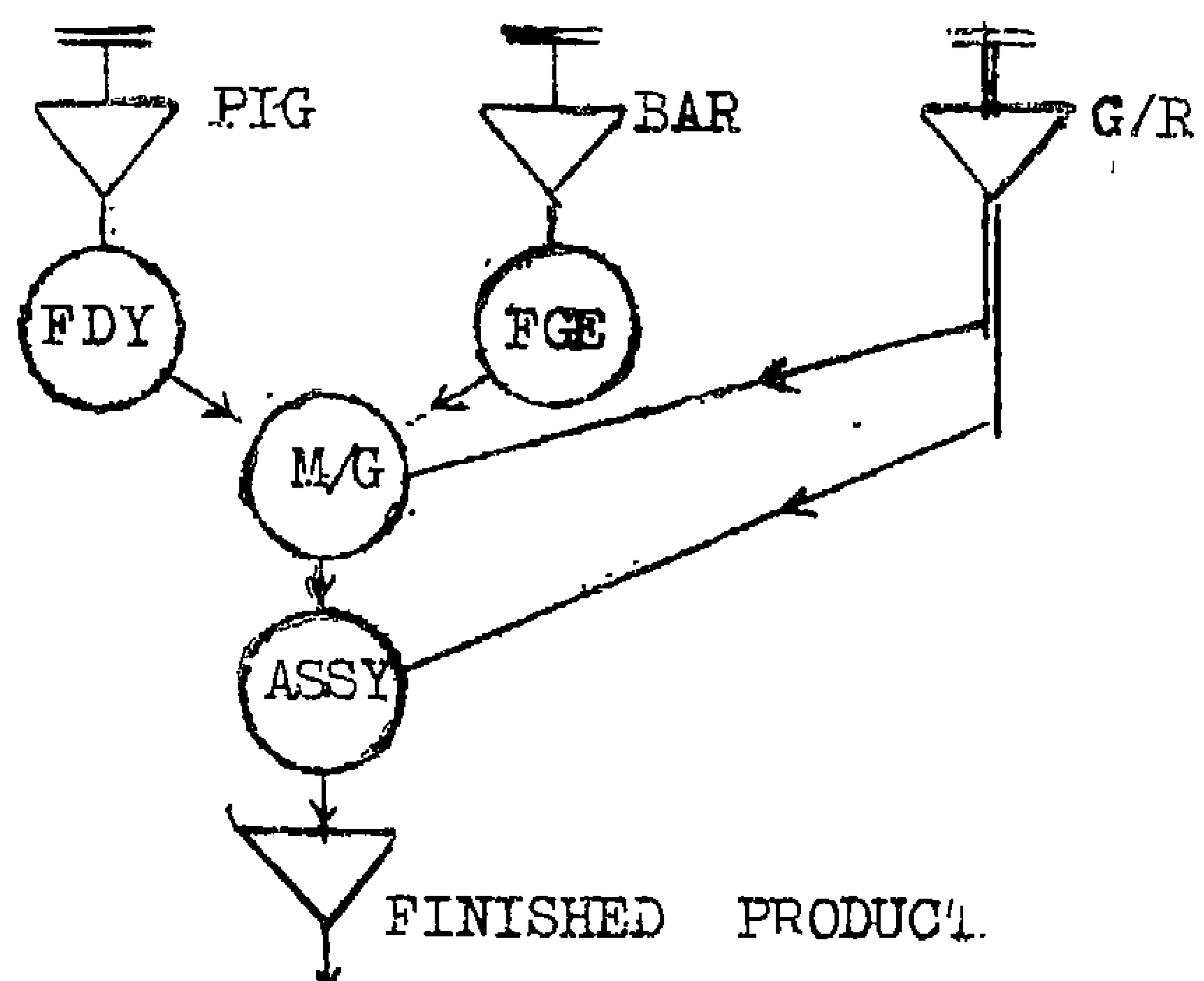
Figure 6 illustrates diagramatically, a case where the material flow between machines in a machine shop, has been greatly simplified by changing from "functional layout" to "line layout", leading to a big reduction in "through-put time" and in the stock level.

"Brisch" classification (4 & 5) and "Production flow analysis" are two methods which can be used to find the optimum division into "families".

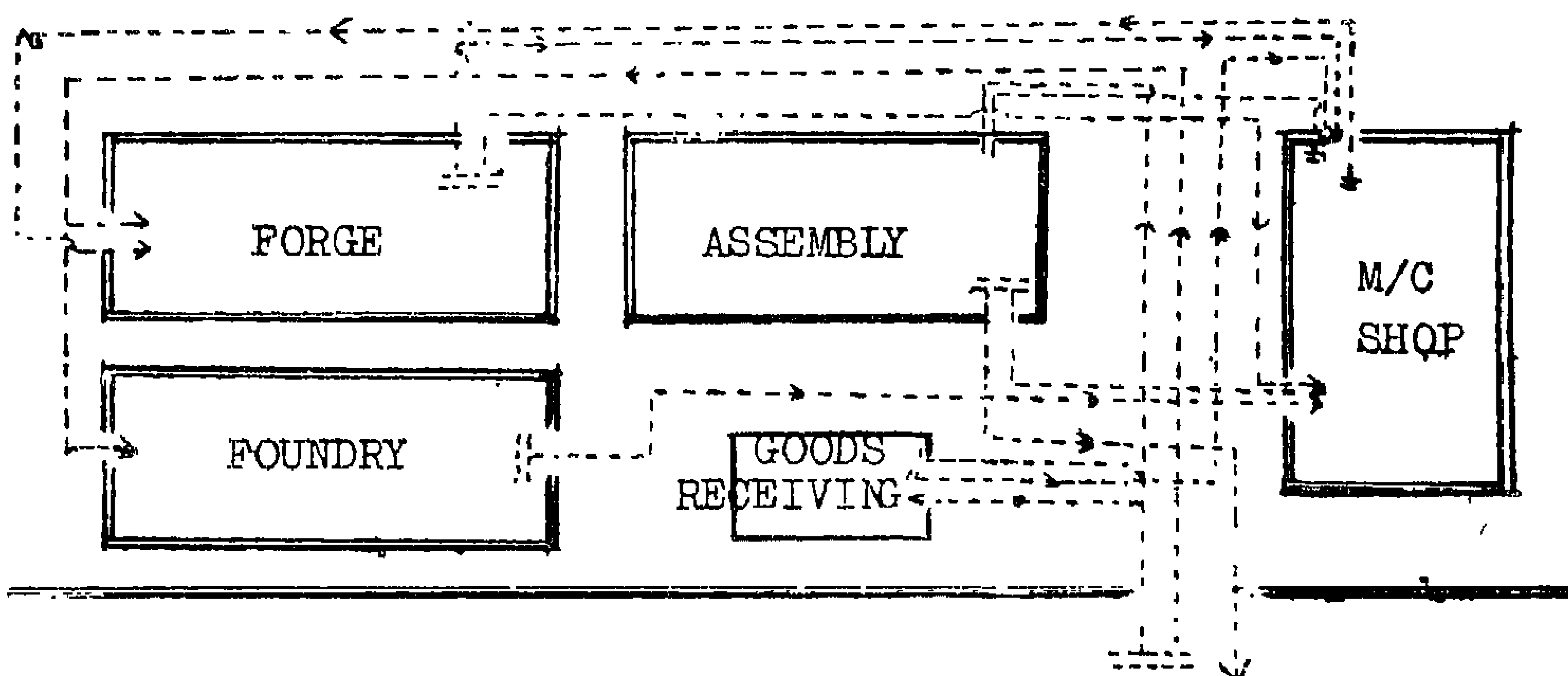
b) *Minimisation of "setting time".*

The main factors which control the time required for setting-up machines, are : the design of the machine; the design of the tooling; and the sequence of "loading".

1 PROCESS CHART



2. FLOW CHART No. 1.



3. FLOW CHART No. 2

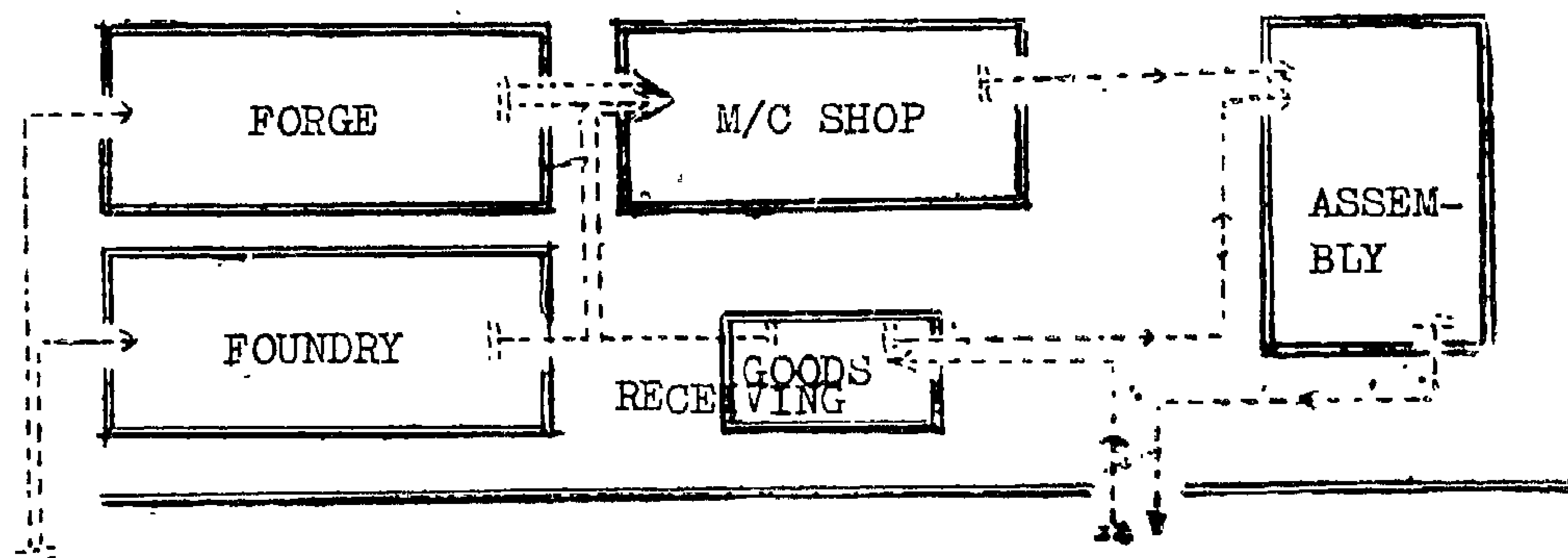


FIGURE 5. SIMPLIFICATION OF FACTORY FLOW.

to which batch quantities can be reduced with profit, will vary from company to company. Once this limit has been reached, further reductions will reduce the "rate of return" instead of increasing it, due mainly to losses in capacity and an excessive increase in costs.

a) *Capacity.*

The capacity losses generally arise from either an increase in "setting time" or an increase in "operation time".

(i) *Setting time.* If an Engineering company, for example, has followed a policy of supplying special tooling for every operation on every component, and if at the same time it uses a "multi cycle" ordering system, so that there is no possibility of using a standard sequence of loading, "run quantities" and "set-up quantities" will be the same.

Reducing "run quantities" in this instance will tend to reduce capacity and output, due to the induced increase in the number of set-ups, and the loss of production due to increased setting time.

This loss of capacity can be avoided by choosing methods of production planning which make it possible to increase "set-up quantities" while reducing "run quantities", or which reduce total "setting time" by other means. The loss can also be reduced by choosing "Single cycle" ordering systems for Production Control, which permit the use of a standard loading sequence.

(ii) *Operation time.* There is a tendency for operation times to increase when "run quantities" are reduced, although the resultant change is probably much less than traditional theory suggests. Such a change may also reduce capacity.

This effect mainly concerns manual operations and can be explained by the fact that human bengs need a certain "learning time", on each new run, before they can achieve their optimum cutput rate. The average output rate tends therefore, to be lower with short runs than with long runs.

This loss is reduced when operations are planned with a high degree of automatic operation in their cycles.

b) *Costs.*

All batch quantity reductions tend to increase costs unless action is taken to avoid the cost increase. With certain types of production system, this cost increase can be very large, and can quickly eliminate any gains made by stock reduction. Consider the four main batch quantity types and their effect on a few of the major types of cost.

(i) *Order quantity.* A reduction in "order quantities" will increase ordering costs among others, due to the greater number of orders to be issued and controlled. With the very complicated ordering systems necessary when the material flow system is complicated, this "paper work explosion" will also tend to reduce the level of control efficiency and induce a further cost increase due to inefficiency. By simplifying the material flow system and by changing to a "single cycle" ordering system, simple methods of "list ordering" can be used, with which the cost of ordering is reduced in spite of an increase in order frequency.

(ii) *Run quantity.* In factories where processing is mainly of the craft or manual level, a reduction in "run quantities" may tend to increase "operation times" and direct labour cost. The loss can be reduced by mechanisation, with a high degree of automatic operation in the cycle.

(iii) *Transfer quantity.* If a component is processed on say five machines, sixty feet apart frcm each other, a reduction in "transfer quantities" will severely increase handling costs, due te the increased number of handling moves. However if the machines are "laid out" next to each other in a "line", "transfer quantities" can be reduced to a value of "one", with no cost increase whatsoever.

(iv) *Set-up quantity,* At a constant output rate, a reduction in "set-up quantities" will increase the number of set-ups and increase

A. EFFECT OF "TRANSFER QUANTITY" ON "MANUFACTURING THROUGHPUT TIME"

D A Y	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
M/C 1		100					(A) TRANSFER QTY					100.		
M/C 2				100										
M/C 3						100								
M/C 4								100						
	← THROUGHPUT TIME						8 DAYS →							
M/C 1		100					(B) TRANSFER QTY							
M/C 2		100												
M/C 3		100												
M/C 4		100												
	↔ THROUGHPUT TIME 2 DAYS, 15													

b. EFFECT OF MANUFACTURING "THROUGHPUT TIME" ON STOCK.

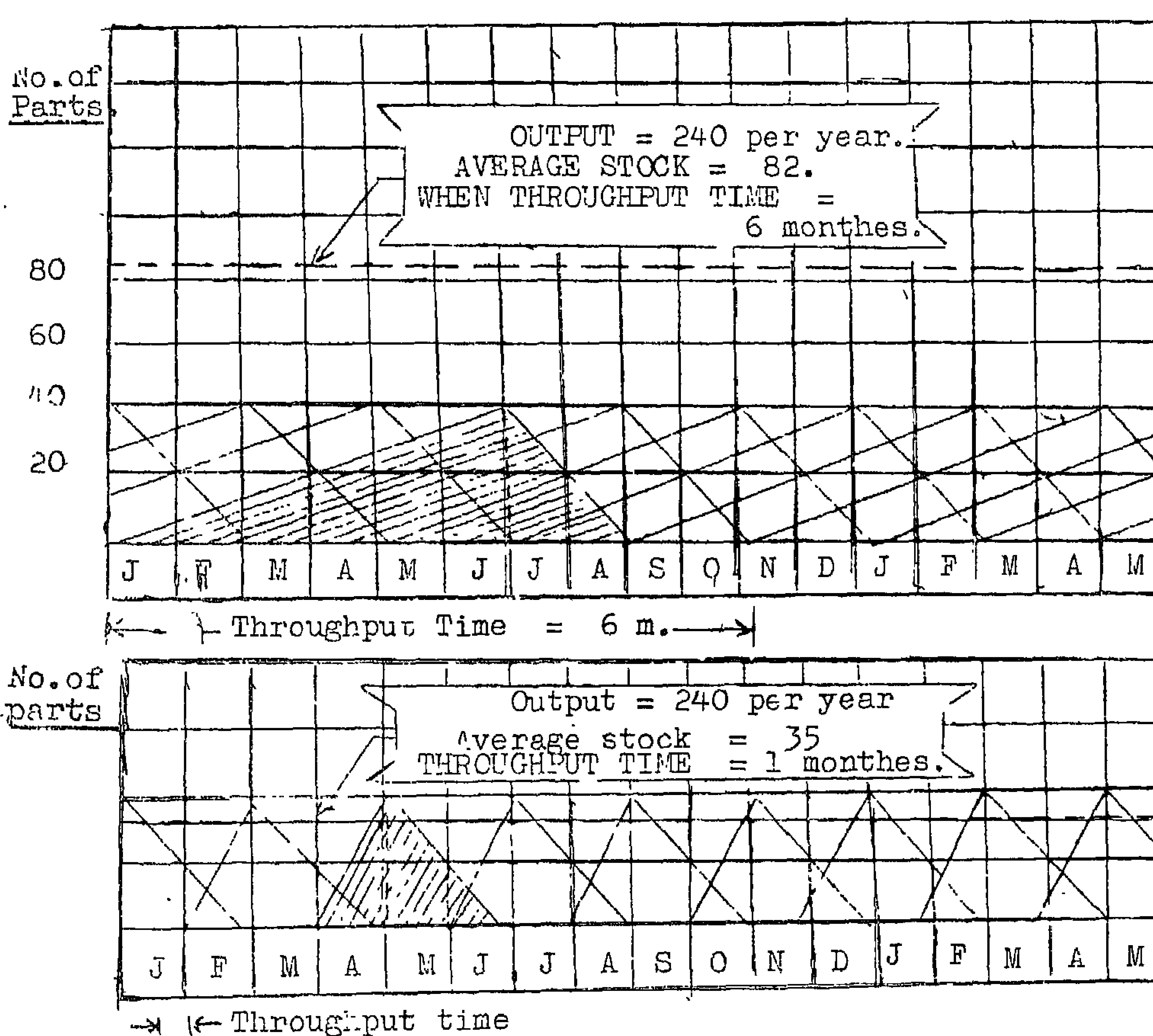


FIGURE 4. THE EFFECT OF REDUCING TRANSFER QUANTITIES ON STOCK

1. The minimisation of "run quantities"
2. The minimisation of "transfer quantities".
3. The maximisation of "Set-up quantities" to prevent capacity losses and heavy cost increases.

The possible but minor reduction in cost, obtainable by increasing manufacturing order quantities, cannot be used, as the opposite change is necessary to obtain the much more significant finished product stock reductions obtainable with flexible production.

d) *Finished Product Stocks.*

Only the "order quantity" and "transfer quantity" are involved, when we examine the effects of batch quantity changes on finished product stocks.

(i) *Customer's Order quantity.* The size of the customer's order quanity has a very important effect on costs in Jobbing work, when each customer's order is for a different design of product. In the case of factories making standard products, the effect is very much less. The customer's "order quantity" has no direct effect on stocks.

(ii) *Transfer quantity to the customer.* Reducing the "Sales delivery batch quantity" reduces stocks, but tends to increase transportation and control costs. It is usually possible to select methods of transportation and control, with which the increase in costs is negligible. Note that it is as much in the interest of the supplier to deliver his goods regularly as he makes them, as it is to the customer to take them in small lots at frequent intervals as he requires them for use. It is only if the supplier manufactures in large "runs" at low "run frequency", that their interests conflict.

(iii) *Optimum purchase order characteristics.* The size of "purchase orders" and of "sales delivery batches" cannot be controlled directly by an enterprise. Its marketing organisation can however, have same influence in changing customer's ordering habits, towards the ideal condition of large orders and high frequency deliveries in small quantities.

e) *Coordination of Strategies.*

An examination has been made of the types of batch quantity change necessary to reduce stocks of "purchases", "work in progress", and "finished products". It is now necessary to point out that these separate strategies must be coordinated if the stock level is to be reduced appreciably.

There is for example, no advantage to be gained by obtaining purchase deliveries of materials in very small delivery batches, say daily, if they are only used on processing "runs" made once a month, and the materials merely accumulate over thirty days until sufficient have arrived for the monthly run. The stock will only be minimized in this instance, if the "purchase delivery batch quantities" are the same as the "run quantities" and they are scheduled to arrive just before the "runs" are scheduled to start.

The same applies to processing run quantities in cases where products are assembled in batches at intervals.

f) *Material "throughput time".*

Note that there is a close relationship between the stock level and the "material throughput time", or time required for materials to pass right through the enterprise.

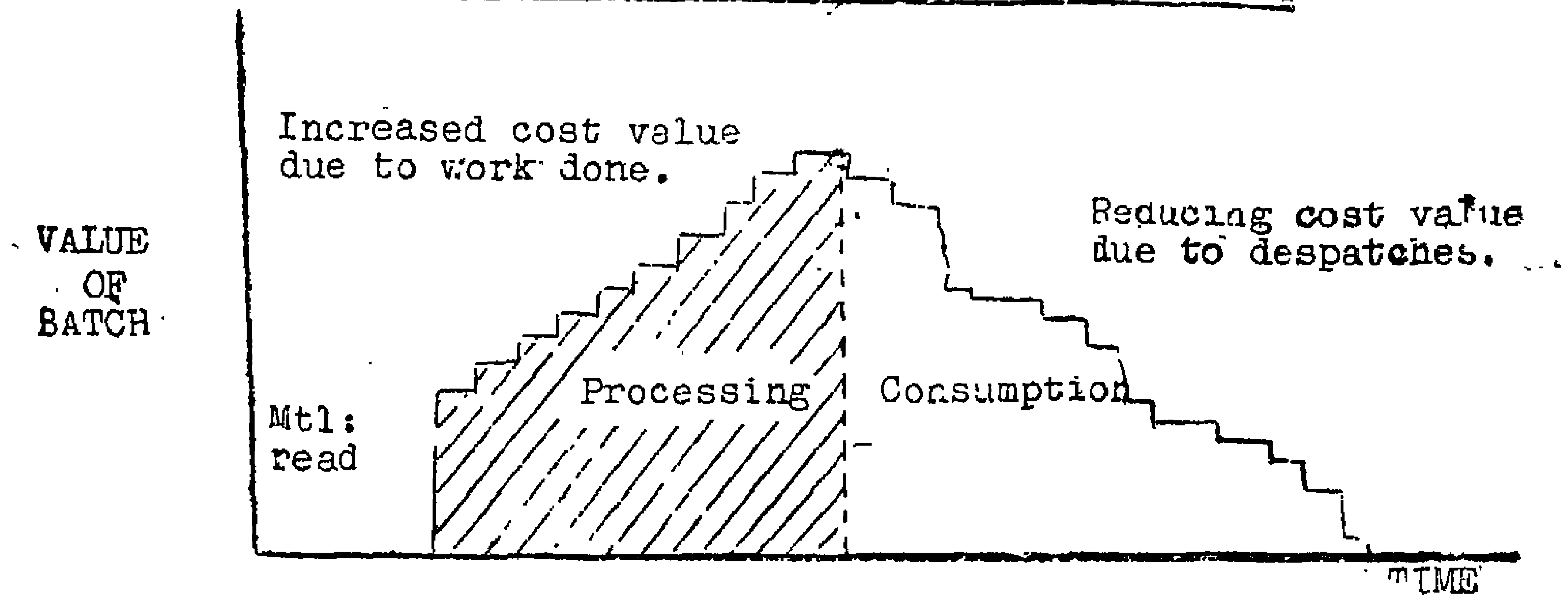
Any action which reduces material "throughput times" of necessity reduce stocks. This statement might well be described as the first principle of stock reduction.

6. *LIMITATIONS TO STOCK REDUCTION.*

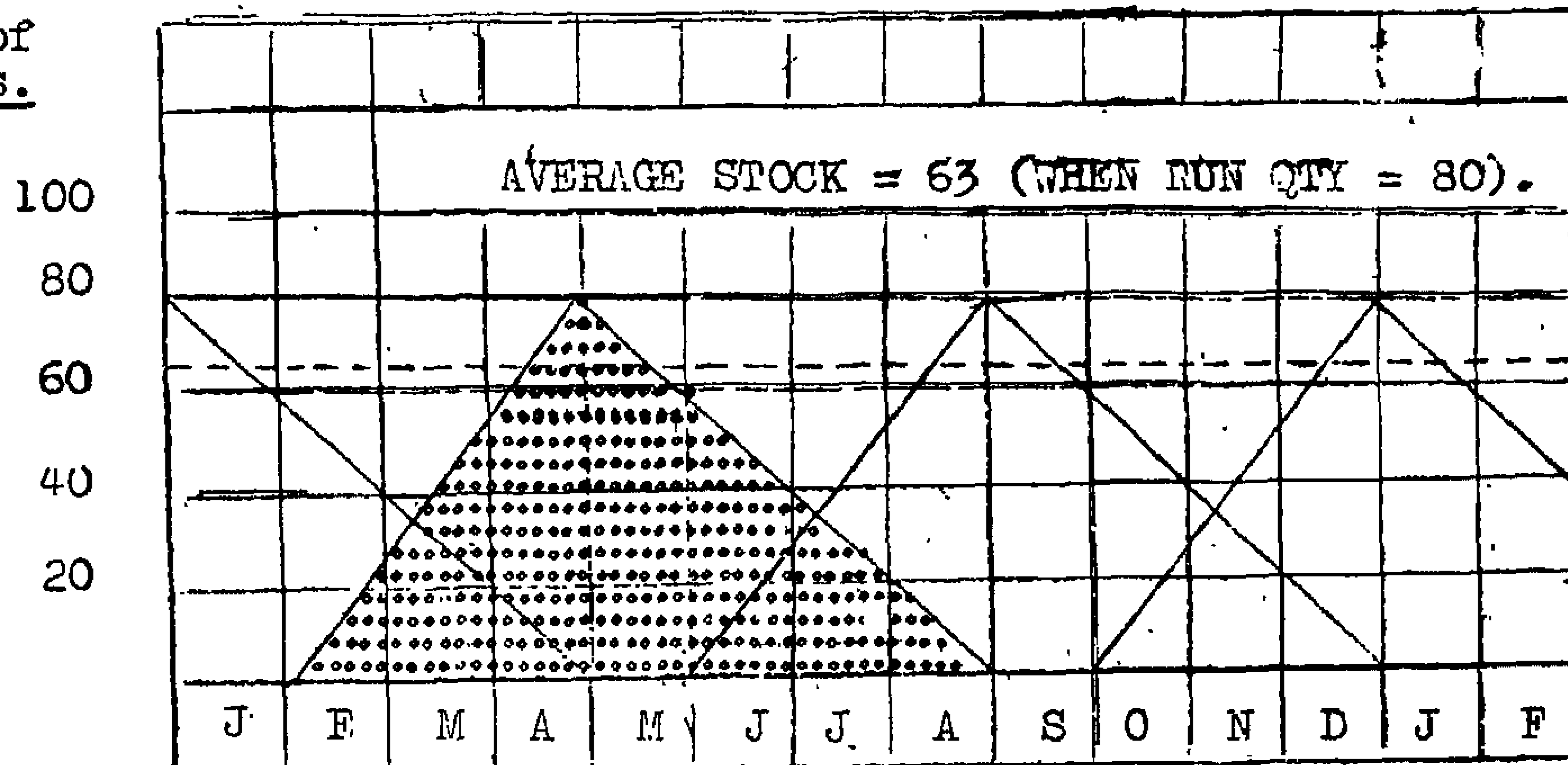
The limit to which stocks can be reduced profitably by batch quantity reduction, depends on the methods used in "Production Planning", "Production Control" and "Purchasing".

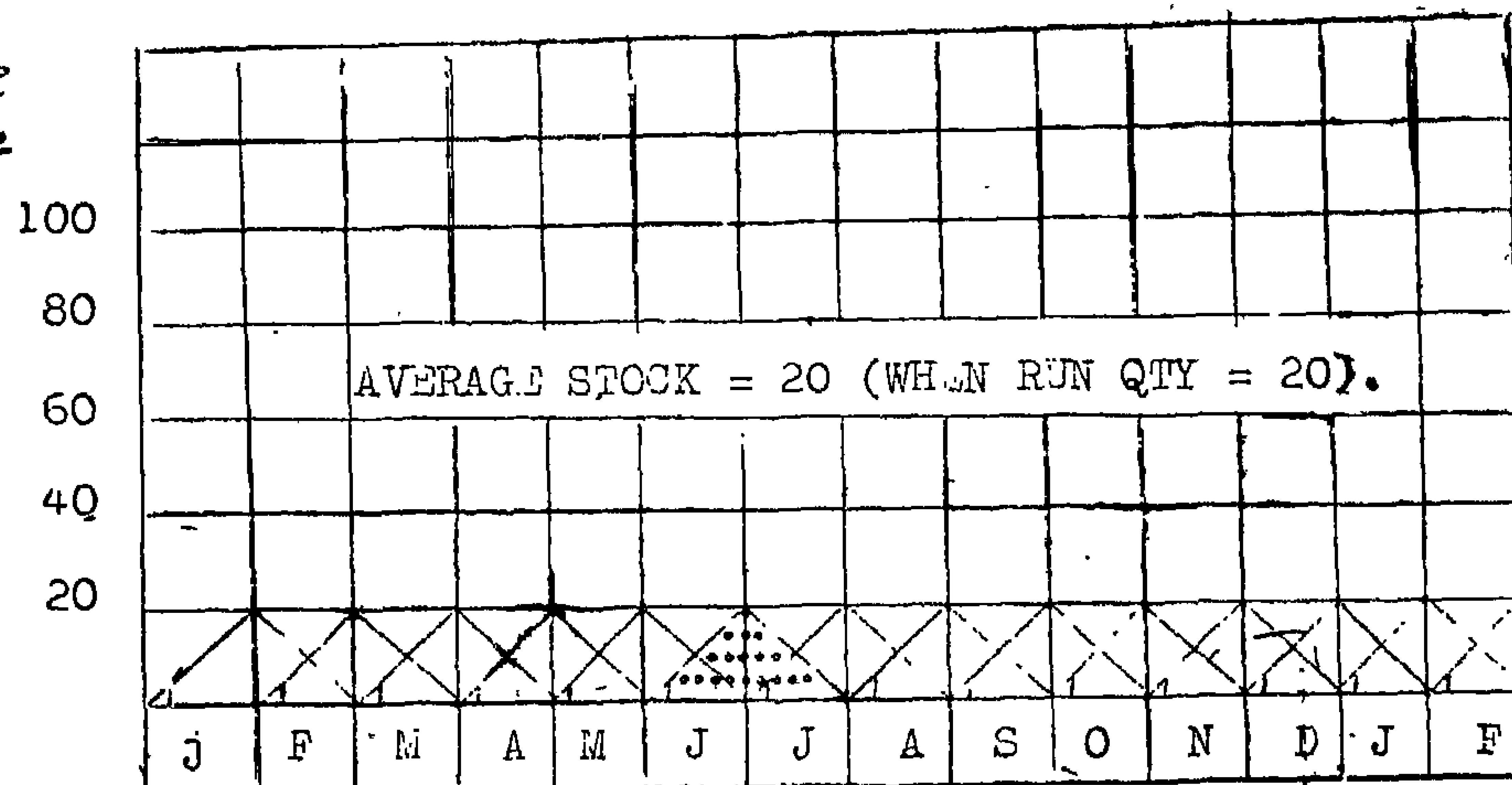
Stocks can be reduced in all companies by the methods described above, but the limit

3 (a). A "STOCK CHART" FOR A BATCH OF MATERIAL



3 (b). EFFECT OF "RUN QUANTITY" ON STOCK.





Note : In 3 (b) stocks charts are arranged in series as necessary for a continuous supply.

FIGURE 3. THE EFFECT OF REDUCING "RUN QUANTITIES" ON STOCK.

but tends to increase buying and transportation costs, due to the larger number of deliveries to be made and controlled. The amount by which costs increase, depends on the choice of source, and of methods for transportation and control. It is possible to find methods in most cases, where the cost increase is insignificant.

(iii) *Purchasing strategy :* These two relationships indicate an optimum purchasing strategy with which :

1. Order quantities are increased to the limit at which there is a risk of material obsolescence.

2. Transfer quantities are reduced to the minimum consistent with manufarturing requirements.

This strategy will reduce both stocks and costs for any purchased items which are in continuous demand, whether they are production materials, or supplies. It does not apply of course to special items which are only ordered once, unless we also include the case where a company buys capacity rather than particular parts, or materials.

c) *Work-in-progress stocks :*

In the ordering of processing work on a factory. all four batch quantity types are involved.

(i) *Run quantity :* Reducing the value of the "run quantity" reduces stocks, but at the same time tends to increase costs - in particular direct labour cost. The amount by which costs increase depends on the way in which production is planned, and it is generally possible to plan production so that the cost increase is avoided.

Figure 3 uses stock charts - showing the change of value of individual batches of with time combined in series to demonstrate the effect of "run quatity" reduction on the stock level.

(ii) *"Transfer quantity"*. At any given level of output, reducing the value of the "transfer quantity" reduces stocks, but at the same time tends to increase costs due to the increase in the number of handling moves. The amount by which costs increase depends on the way in which production is planned. It is quite possible to plan production so that "transfer quantity" can be reduced to the minimum value of "one" with no increase in costs whatsoever.

The reduction in stocks when transfer quantities are reduced, arises from the induced reduction in throughput time. Figure 4 uses a Gantt chart to illustrate why reducing "transfer quantities" reduces the "throughput time", and uses stock charts again, to show why reducing "throughput times" reduces the stock level.

(iii) *"Set-up quantity"*. Increasing the "set-up quantity" tends to increase output capacity - because capacity losses due to "setting time" are reduced - and also to reduce costs, due to the reduction in setting time. This change has no "direct" effect on stocks.

(iv) *"Order quantity"*. Provided that all orders are issued to a common cycle, reducing the order quantity improves flexibility, by allowing production plans to be changed more frequently to meet changes in demand The double change will reduce finished product stocks. On the other hand, reducing "order quantity" increases costs, due to the greater number of orders to be issued and controlled. Changes in "order quantity" have no "direct" effect on the stock level on their own.

It is possible to design Production Control Systems with which there is a negligible increase in costs, when the "order quantity" is reduced.

(iv) *Manufacturing Strategy*. These relationships indicate an optimum manufacturing strategy by which stocks of "work in progress" can be minimized. This strategy involves essentially :

minate all finished product stock except that imposed by short term random variations in demand

5. *BATCH QUANTITY AND THE STOCK LEVEL*

Stocks can be reduced by reducing the variation between sales demand and production output.

"Batch quantity" can be defined as the number of items in any batch, which has been grouped together, for convenience of production

There are four main types of "batch quantity". Because all of them can be altered independently, and because each of them has widely different economic effects, It is essential to consider them separately.

a) *Types of batch quantity.*

The four types of batch quantity can be defined as follows :

(i) *Order quantity* : The "order quantity" is the quantity of an item to be purchased or processed, shown in in "order".

(ii) *Transfer quantity* : The "transfer quantity" is the quantity of items transferred together as a batch between places where work is done on them.

NOTE : "Transfer quantities" between suppliers and the enterprise can also be called "purchase delivery batch quantities", and between the enterprise and its customers : "Sales delivery batch quantities".

(iii) *Run quantity :* The "run quantity" is the quantity of an item processed consecutively at a work centse, during one or more following work periods.

(iv) *Set-up quantity :* The "set-up quantity" is the number of items - not necessarily all the same - which are processed consecutively at a work centre, between changes of "tooling set-up".

It will be obvious that within certain limits all these different types of batch quantity" can have differnt values assigned to them. In a processing shop for example, we could "order" 1,000 parts; "run" them off in four runs of 250 each ; "transfer" them between machines in pallette loads of 25, and finally, if some of the machines were "special purpose" left set-up, but idle, between runs, or if the tooling were designed, so that each set could be used to make several different but similar parts, run off in succession at the same set-up, the "set-up quantities" could be much larger that even the" order quantity".

In the case of purchases, only "order quantity" and "transfer quantity" are involved, but again there is nothing to stop us "ordering" a year's supply, and arranging for deliveries and payment at say weekly intervals.

We must now examine the way in which changes in these four parameters affect the level of stock in an enterprise. For simplicity we will examine the effects of the three main categories of stock - purchased material stocks ; work in progress stock and finished product stock - separately and in turn.

b) *Stocks of purchased materials and parts :*

In the ordering of purchased materials of all kinds, which are in continuous demand, only two of the batch "transfer quantity" need be consideral.

(i) *Purchase order quantity :* The value of the purchase crder quantity has an important effect on purchase price and therefore on material costs - lower prices for larger quantities -, and a lesser effect on buying costs (due to changes in the number of orders to be issued and controlled), but it has no "direct" effect on the stock level. Increasing the purchase order quantity reduces costs.

(ii) *Transfer quantity :* The purchase delivery batch quantity has an important effect on stocks, and a smaller effect on costs. Reducing this transfer quantity reduces stocks,

A principal finding of this research was that in any chain of inventories involved in a flow of materials, and replenished by "Stock control" methods — in which reordering is based on decision rules related to the level of stock in each store, there is a natural tendency for the amplitude of demand to grow, as it is transmitted from one inventory to the next.

As an example, Figure 2 shows the course followed by the products of a company from "factory stock"; to "wholesaler"; to "retailer", and eventually to the "customer". The customer's monthly demands on the retailers vary by only plus or minus 5% throughout the year. The retailer's demands on the wholesalers vary by plus or minus 10% over a longer period, and the wholesaler's demands on the factory vary by plus or minus 19% over an even longer period. These characteristics of the distribution system induced by the method of ordering, cause severe fluctuations in factory output and stock, and a big increase in the average amount of finished product stock needed to maintain supplies.

One way in which this progressive magnification of the demand cycle and consequent stock increase can be avoided, is to base factory output on retail sales, rather than on wholesaler's demands.

c) *Errors in Sales forecasting.*

Sales forecasting is an inexact process, it can never hope to produce more than a feasible target for marketing effort. Although techniques of sales forecasting have greatly improved in recent years, the cold fact remains that while it is possible to forecast the most probable total demand with limited accuracy, and to forecast the probable distribution of sales between major product groups with a much lower degree of accuracy, it is completely impossible in companies making a wide range of products and product variants, to forecast the distribution of sales between the variants. Before the manufacturer can order materials or processing work in the factory, he must have some method of determining what is needed for sale. There are three solutions open to the manufacturer. He can quote delivery times which are long enough that he can make to customer's orders; he can produce to the best forecast he can devize, and hold heavy buffer stocks of all the products and variants, sufficient to meet any possible variation in demand; or finally, he can create a production system which is sufficiently flexible that it can quickly follow actual sales demand.

Delivery times are largely imposed by the market and by what our competitors are prepared to offer. Stock holding reduces the rate of return and should be avoided if possible. This leaves as the best solution the development of flexibility in production.

The main essentials for flexible production are short material "throughput times", and the use of a method of ordering - at least for all "special materials" and "special parts" for products in which ordering is based on a series of very short term "firm programmes", so that production plans can be revized at frequent regular intervals to follow actual product and variant demand.

Note that this requirement of flexibility imposes a system of ordering in which the order interval is fixed and the order quantities are varied to suit changes in demand. This type of ordering is known as "Single cycle" ordering, to distinguish it from "Multicycle" ordering, in which every component has its own special order quantity and each is ordered to a different cycle. (2).

If with a "Single cycle" ordering system, we can reduce the ordering cycle, so that the "order interval" is less than the delivery times quoted to customers, production can be based on short term "firm programmes", composed mainly of "firm" sales orders. In this situation we can throw away the "crystal ball"; forget the problems of detailed forecasting, and eli-

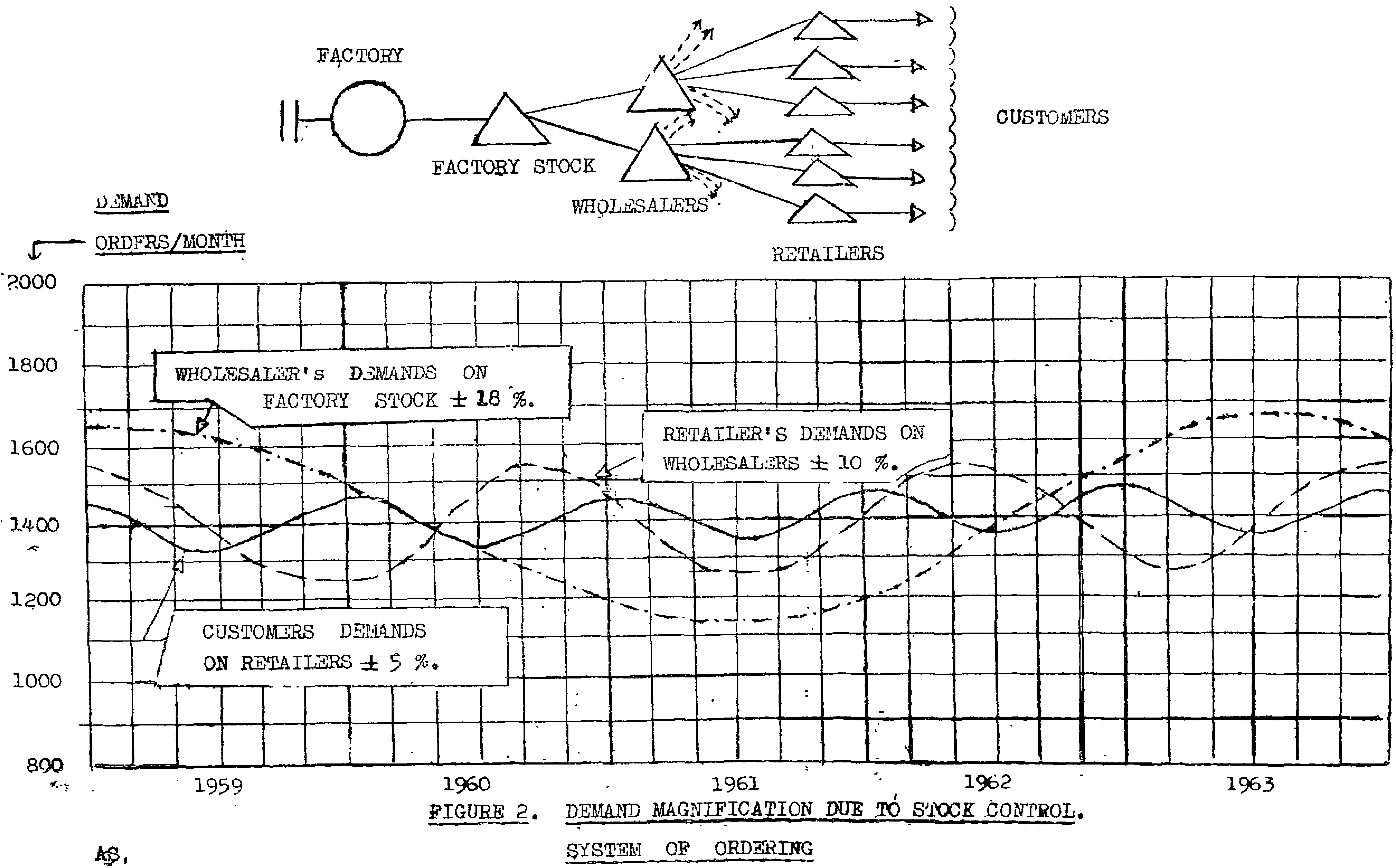


FIGURE 2. DEMAND MAGNIFICATION DUE TO STOCK CONTROL. SYSTEM OF ORDERING

FIGURE 1. SEASONAL DEMAND AND STOCKS.

1 (a) SEASONAL SALES — EVEN RATE PRODUCTION.

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Sales Programme					20	60	130	120	30			
Production Programme	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
Fin. Product Stock	120	150	180	210	220	190	90	—	—	30	60	90

1 (b) STOCK REDUCED BY SPREADING SALES SEASON.

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Sales Programme			20	30	40	60	80	100	30			
Production Programme	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
Fin. Product Stock	120	150	160	160	150	120	70	—	—	30	60	90

1 (c) STOCK REDUCED BY VARYING PRODUCTION RATE.

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Sales Programme			20	30	40	60	80	100	30			
Production Programme	26	26	34	34	34	34	34	34	26	26	26	26
Fin. Product Stock	104	130	144	148	142	116	70	4	—	26	52	78

1 (d) STOCK REDUCED BY ADDING COMPLEMENTARY PRODUCT.

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Sales : Product "A"			20	30	40	60	80	100	30			
Prod : Product "A"			40	60	60	60	60	60	20			
Stock			20	50	70	70	50	10	—			
Sales : Product "B"	90	90	90	10					30	40	70	70
Prod : Product "B"	70	70	70	10					60	70	70	70
Stock	40	20	—	—					30	60	60	60
Total Stock	40	20	20	50	70	70	50	10	30	60	60	60

times a year without effort. Even in these industries however, very few companies have achieved rates of stock turn which are anywhere near their potential maximum.

It is because our present standards of stock management are generally low, that a policy of planned stock reduction is for most companies, much the most effective method of increasing profitability. We have already exploited other means of increasing profitability to a point where the "law" of diminishing returns is making them increasingly unattractive. To take one example, it would probably be impossible in company "A" to increase the rate of return to 21%, through a policy of cost reduction by method improvement alone. With no increase in output or in the investment in fixed assets this would necessitate a reduction in cost of nearly 30%.

4. *VARIATION BETWEEN SALES AND PRODUCTION OUTPUT*

Stocks can be reduced by reducing the variation between sales demand and production output.

Consider any manufacturing company and assume that it always has products available to meet any sales order, and that it always completes any products which it starts to produce and never leaves them part-finished. Under such conditions the only variation in stock caused by differences between sales demand and production output, will arise in finished product stock.

If by accident or design, at any time, the production rate exceeds the demand rate, stocks will grow and vice versa. The greater the amount of variation, the higher will be the average stock level. There are many causes of variation between sales demand and production output. Here we will only consider the three most important ; "seasonal demand", other cyclical variations, and errors in "forecasting".

a) *Seasonal demand.*

Figure 1 (a) shows the forecast of sales for a "difficult" seasonal product, an agricultural machine only saleable during one short season each year.

Because production costs are minimized if the plant and labour in an enterprise are used at an even rate, there is a strong tendency for managers to try and meet such a seasonal demand by producing at an even rate throughout the year. Figure 1 (a) also shows the effect on the stock investment of such a policy.

Some reduction of stock may be obtainable by marketing effort directed at spreading the sales season, by offering special incentives for out-of-season sales, and by increasing sales to southern hemisphere countries where the seasons are reversed. The possibilities of this method are illustrated in Figure 1 (b).

A further reduction in stock can be obtained, with only a small increase in costs, by varying the rate of production output at different seasons of the year, as shown in Figure 1 (c).

Finally Figure 1 (d) illustrates another method by which stocks can be reduced. If the range of products is changed, so that different products with complementary seasonal characteristics are produced at different seasons of the year, a substantial reduction in stocks can be achieved.

b) *Other cyclical variations — "Industrial Dynamics".*

Another way in which the differences between sales demand and production can be reduced, is revealed by the important research work of Jay W. Forrester at the Massachussets Institute of Technology in U.S.A., published under the title of "Industrial Dynamics". (1).

achieving this aim can be measured by relating the profit made to the capital invested This ratio is known as the "rate of return".

The rate of return (R) is a measure of profitability, or in other words of the productivity of capital. It can be expressed by equation as follows

$$R = \frac{\text{Profit}}{\text{Investment}} \times 100\% \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

Because "profit" equals : "Return "minus "cost", and because the "Investment" of capital in the business exists in different forms, of which : "Fixed Assets", "Stocks" and "Liquid Capital" are principal categories, the equation can be expanded in the following manner :

$$R = \frac{(\text{Return} - \text{Cost}) \times 100}{\text{Fixed assets} + \text{Stocks} + \text{Liquid capital}} \% \quad \ldots (2).$$

In this equation the term "fixed assets" covers all buildings, machinery, equipment etc., the term "stocks" covers all materials whether they exist in the form of finished products, work in progress, raw materials or other forms : and the term "liquid capital" covers such items as cash, bank deposits and investments outside the business.

Table 1. Rates of return for three companies

	Company "A"	Company "B"	Company "C"
Return	£ 1,000,000.	£ 1,000,000.	£ 1,000,000.
Cost	£ 800,000.	£ 800,000.	760,000.
Profit	£ 200,000.	£ 200,000.	240,000.
Fixed assets	£ 1,000,000.	£ 1,000,000.	£ 950,000.
Stocks	£ 1,000,000.	£ 100,000.	100,000.
Liquid capital	£ 90,000.	£ 90,000.	£ 90,000.
Total Investment	£ 2,090,000.	£ 1,190,000.	£ 140,000.
Rate of stockturn	1 per annum	10 per annum	10 per annum
Rate of return	9.5 %	16.8%	21%

Table 1 above, shows the results achieved during a period of one year by three different engineering companies all making the same assembled products, with the same plant and the same processing methods and all achieving exactly the same outputs and returns.

The figures for company "A" are based on those for an actual company. Because exact similarity of products and output represents an impossible condition, companies "B" and "C" are of necessity imaginary, but at least we know enough about the characteristics of the engineering industry to know that figures such as these, can be and are being achieved in practice.

The only difference between company "A" and company "B", is that the latter turns its stocks over ten times as fast. With no change in the other figures this single change increases the rate of return from 9.5% to 16.8%.

The figures for company "C" reflect the fact that the changes necessary to obtain a reduction in stocks, also tend to reduce costs and to reduce the necessary investment in Fixed Assets. With only a 5% reduction in each, the rate of return has now more than doubled from 9.5% to 21%.

The Engineering industry has been chosen for this example and will be used for illustration throughout the paper, because it represents the most complicated case. There are many simpler industries in which companies can turn their stocks over four or five

«PLANNING STOCK REDUCTION» A PRODUCTION POLICY WHICH INCREASES PRODUCTIVITY

by

JOHN L. BURBIDGE
I.L.O. Expert

1. *INTRODUCTION*

This paper considers the advantages of stock reduction in industry and commerce and describes the methods by which stocks can be reduced in practice. It seeks to demonstrate that for most enterprises, and for most industraiized countries, a policy of stock reduction is one of the most effective ways of increasing productivity and the rate of growth.

It starts by examining the effect of stock reduction on the productivity of capital (profitability), but later shows that the methods which lead to reduction in stocks, also improve the productivity of labour and plant.

2. *CONCLUSIONS*

The conclusions reached in the paper can be summarized as follows :

(i) The profitability of an enterprise can be increased substantially by reducing stocks.

(ii) Stocks can be reduced by reducing the variation between sales demand and production output.

(iii) Stocks can be reduced by reducing the values assigned to certain types of "batch quantity".

(iv) The limit to which stocks can be reduced profitably by batch quantity reduction, depends on the methods used in "Production Planning", "Production Control" and Purchasing.

(v) The methods of "Production Planning" which permit the greatest stock reduction, require the establishment of "line flow" and the minimization of "setting times".

(vi) The methods of "Production Control" which permit the greatest stock reduction require that, with certain exceptions, ordering should be based on a common high frequency cycle.

(vii) The methods of purchasing which permit the greatest stock reduction require reliable high frequency delivery to schedule, and the minimisation of the risk of a failure in supply.

(viii) The methods of "Production Planning" and "Production Control" which permit the greatest stock reduction, also induce a substantial reduction in costs, and a reduction in the necessary investment in fixed assets.

(ix) On a national scale, the existence of high stocks in Industry and Commerce, greatly reduces the rate of economic growth ; reduces productivity generally, and is a major cause of "balance of payment" problems.

Each of these conclusions will now be examined in turn

3. *PROFITABILITY*

The profitability of an enterprise can be increased substantially by reducing stocks

The principal economic aim of most enterprises is to make a profit. Their efficiency in

EDITING COMMITTEE

INFORMATION

- The editors welcome for publication engineering researches and articles as well as discussions on any material appearing in this periodical.
- This periodical does not hold itself responsible for the opinions expressed in it.
- Any material intended for publication must be sent to the Secretarial at the address of the Egineering Society at Cairo.

SUBSCRIPTIONS

All members of the Engineering Society at Cairo are ipso facto subscribers of this periodical.

Subscription for engineers P.T.60 per annum.

Subscription for others P.T.200 per annum.

HEAD OFFICE

Egyptian Society of Engineers,

28, Ramses Avenue, Cairo. Tel. 52106.

ADVERTISEMENTS

JOURNAL OF
THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS
U.A.R.

QUARTERLY SCIENTIFIC PROCEEDINGS

ISSUED BY

THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS—U.A.R., CAIRO

Vol. VII — No. 4 — Oct.-Nov.-Dec. 1968

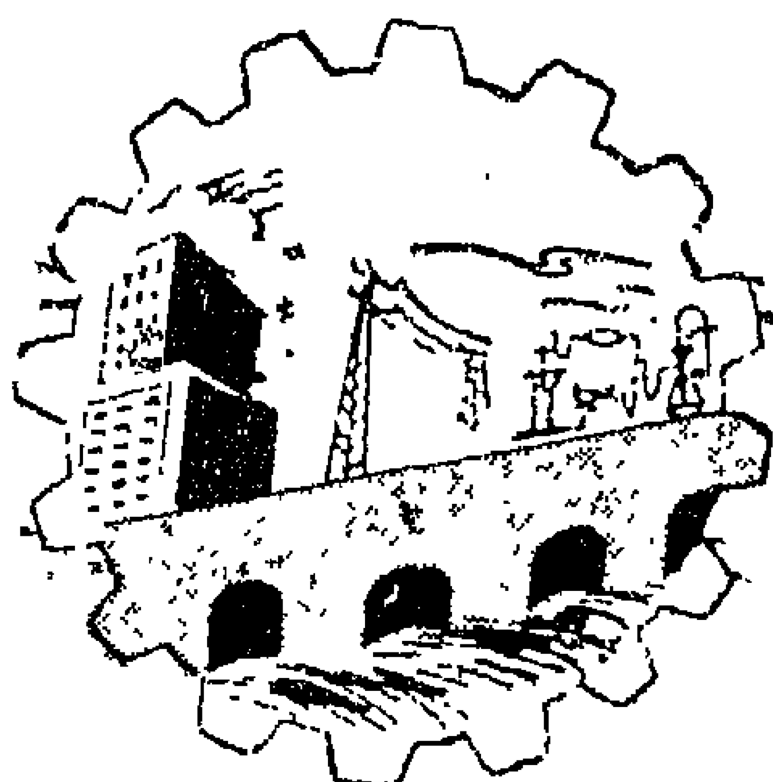
CONTENTS

ENGLISH SECTION

Page

ARABIC SECTION

"Mondiale" Press—Cairo



JOURNAL OF THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS U. A. R.

Oct. Nov. Dec. 1968
Vol. VII
No. 4